



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMENT EL  
CENTRO BOGOR MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA  
BERPENGAKU EKSENTRIK**

ANINDYA PERMANASARI  
NRP. 03111440000071

Dosen Pembimbing I  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II  
R. Soewardojo, Ir., M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018





TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMENT EL  
CENTRO BOGOR MENGGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA  
BERPENGAKU EKSENTRIK**

ANINDYA PERMANASARI  
NRP. 03111440000071

Dosen Pembimbing I  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2018







FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN MODIFICATION OF APARTEMENT EL  
CENTRO BOGOR USING STEEL-CONCRETE  
COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED  
FRAME (EBF)**

ANINDYA PERMANASARI  
NRP. 03111440000071

Academic Supervisor I  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D

Academic Supervisor II  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT  
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2018



**MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA  
KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumiharian  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

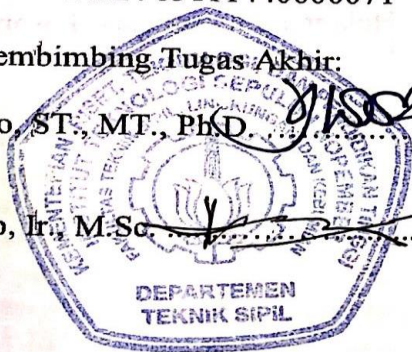
Oleh:

**ANINDYA PERMANASARI**

NRP. 03111440000071

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. .... (Pembimbing I)
2. R. Soewardoyo, Ir., M.Sc. .... (Pembimbing II)



**SURABAYA  
JULI, 2018**

Halaman ini sengaja dikosongkan

# **MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMENT EL CENTRO BOGOR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIK**

**Nama Mahasiswa** : Anindya Permanasari  
**NRP** : 03111440000071  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSLK-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

## **Abstrak**

*Bangunan tahan gempa merupakan bangunan yang sangat dibutuhkan di Indonesia karena letak negara Indonesia yang dilewati oleh gugusan gunung api dunia, sehingga rawan terjadi gempa. Banyak gedung pencakar langit di Indonesia yang memiliki kekuatan cukup kuat terhadap bangunan itu sendiri tetapi tidak cukup kuat jika terjadi gempa. Sehingga penggunaan sistem struktur baja beton komposit dapat dijadikan sebagai salah satu alternatif untuk perencanaan gedung bertingkat penahan gempa.*

*Sistem rangka berpengaku eksentrik (SRBE) adalah sistem dimana pengaku tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “e” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek ini memiliki daktilitas tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus. Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE) memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup baik. Kelebihan SRBE terletak pada balok link yang berperilaku sebagai sekering yang dapat mendisipasi energi akibat gempa. Kinerja dari balok link dapat maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok link direncanakan lebih kuat.*

*Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan ulang atau memodifikasi Apartement El Centro Bogor menjadi struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentrik agar meningkatkan kinerja bangunan tahan*

*gempa. Diharapkan nantinya memiliki daktilitas tinggi yang dapat menahan gaya lateral pada saat terjadinya gempa di Yogyakarta.*

*Dari hasil analisa yang telah dilakukan, didapatkan kesimpulan dan keefektifan secara kekuatan yang ditinjau dari perilaku struktur dan pada akhirnya dapat digunakan sebagai perencanaan.*

*Telah dilakukan perencanaan struktur gedung menggunakan komposit baja-beton Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE) yang memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 2847-2013, SNI 03-1729:2002, SNI 1729:2015, SNI 1726:2012, SNI 1727-2013.*

*Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil yaitu : tebal pelat lantai dan atap bondek 11 cm, dimensi balok induk WF 600x300x12x17, dimensi balok link WF 600x300x12x17 dengan panjang elemen link 100 cm, dimensi bresing WF 350x350x19x19, dimensi kolom CFT 700x700x28. Perencanaan bangunan bawah menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall dan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 60 cm dengan kedalaman 26 meter. Kolom basement direncanakan dengan dimensi 100/100 cm dan dimensi Sloof 45/65 cm.*

***Kata kunci: Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik, Perilaku Link, Baja, Komposit***

# **DESIGN MODIFICATION OF APARTEMENT EL CENTRO BOGOR USING STEEL-CONCRETE COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)**

**Student Name** : Anindya Permanasari  
**NRP** : 03111440000071  
**Department** : Civil Engineering FTSLK-ITS  
**Academic Supervisor** : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

## **Abstrack**

*Earthquake-resistant buildings is a much needed building in Indonesia due to its location in a string of volcanoes and sites of seismic activities which is prone to earthquakes. Many skyscraper buildings in Indonesia are strong enough in terms of the building itself but are not strong enough to bear the force of an earthquake. Thus, concrete steel composite structure system can be used as an alternative to the planning of earthquake-resistant building.*

*The eccentric rigid frame system (SRBE) is a system where the stern is not connected to the intersection of beams and columns but is connected to a beam with an "e" distance to the point of intersection of the beam and column. This short beam segment has high ductility that ensures the structure has an inelastic behavior and good energy absorption. The Eccentric Bracket Frame System (SRBE) has good rigidity and strength. Excess SRBE lies in the link beam that behaves as a fuse that can dissipate the energy caused by the earthquake. The performance of the link beam can be maximized if the outside elements of the link beam are planned more strongly.*

*Thus the purpose of this Final Project is to re-plan or modify Apartement El Centro Bogor into a composite steel structure with an eccentric bush frame system to improve the performance of earthquake resistant buildings. It is expected to*

*have a high ductility that can withstand lateral forces during the earthquake in Yogyakarta.*

*From the results of the analysis that has been done, obtained the conclusions and effectiveness of the strength in terms of structural behavior and ultimately can be used as a plan.*

*Design of the building structure has been done using steel-concrete composite with Eccentrically Braced Frame System (EBF). Which meets the structural safety requirements under SNI 2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 1729-2015, SNI 1726-2012, and SNI 1727-2013.*

*The results of the analysis and calculation indicated that the thickness of the floor deck and roof deck are 11 cm, the dimension of the primary beam is WF 600x300x12x17, the dimension of link beam is WF 600x300x12x17 with the length of the link element are 100 cm, the dimension of bracing is WF 350x350x19x19, the dimension of column is CFT 700x700x28. Basement and foundation planning consists of retaining wall using cantilever wall type and foundation using concrete piles with 60 cm diameter and 26 meters of depth. Basement column is planned with dimensions of 100/100 cm and the dimension of Sloof 45/65 cm.*

***Keywords: Eccentrically Braced Frame, Link Behavior, Composite Steel-Concrete Structure***



## KATA PENGANTAR

Segala puji bagi Allah SWT atas segala limpahan rahmat dan petunjuk-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan proposal Tugas Akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Apartement El Centro Bogor menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik”.

Pada perencanaan struktur kantor ini diuraikan perihal perencanaan untuk struktur sekunder, yaitu balok anak, pelat, dan tangga, dan struktur primer, yaitu balok, kolom, *link*, dan pengaku. Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan demi kesempurnaan dalam pembuatan laporan.

Akhir kata, penulis ingin mengucapkan terima kasih setinggi-tingginya kepada :

1. Kedua orang tua dan kakak, Tunggul Wirawan, Wahyu Purnamasari dan Rizki Anintyasari yang selalu memberi dukungan baik moril dan material, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D dan R. Soewardoyo, Ir., M.Sc. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu memberikan ilmu dan sabar dalam memimbing penulis.
3. Muhammad Rozzaq Wijaya yang selalu menemani dan membantu dalam pengerjaan tugas akhir serta memberikan semangat.
4. Saocy Vidya, Feisal Rajab, Muhammad Ridwan, Adi Purnomo, Gregorius Audimas selaku teman seperjuangan struktur yang selalu memberikan ilmu dan semangat.
5. Viena Ananda, Ardelia Sunaryo, Ario Putra, Ivan Dwi, Gufra Ramadhana, Muhammad Zulfikar Fauzi, Syatrio Lumacsonso yang selalu memberikan semangat untuk mengerjakan tugas akhir dan menjadi tempat keluh kesah penulis.
6. Teman-teman S57 sebagai keluarga di Surabaya selama 4 tahun.

7. Nabila Zahrudini, Fauziah Andita, Sarah Arrum sebagai sahabat saya yang selalu memberikan semangat dalam bentuk apapun.
8. Wicak, Bima, Beke, Dika, Fadil, Alif, Kamil selaku teman main saya yang juga memberikan semangat.
9. Semua Pihak yang tidak dapat disebutkan satu persatu yang memberi dukungan dan membantu penyusun dalam menyelesaikan tugas akhir ini.  
Akhir ini, semoga semua yang berperan dalam pengerjaan tugas akhir ini tapi tidak hanya itu saja, semua kebaikan akan dibalas oleh-Nya.

Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya, 29 Juli 2018

(Penulis)

## DAFTAR ISI

ABSTRAK .....	v
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR TABEL .....	xv
DAFTAR GAMBAR .....	xvii
BAB I.....	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	3
1.2.1 Permasalahan Utama .....	3
1.2.2 Rincian Permasalahan.....	3
1.3 Tujuan .....	3
1.3.1 Tujuan Utama .....	3
1.3.2 Detail Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat .....	4
BAB II.....	5
TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Umum.....	5
2.2 Struktur Komposit .....	5
2.2.1 Balok Komposit.....	6
2.2.2 Kolom Komosit .....	7
2.3 Aksi Komposit.....	8
2.4 Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik.....	10
2.4.1 Perilaku Link Beam .....	11
9.5 Pondasi .....	13

BAB III .....	17
METEDOLOGI.....	17
3.1 Umum.....	17
3.2 Bagan Alir Perencanaan .....	17
3.3 Metedologi Penyelesaian Tugas Akhir .....	20
3.3.1 Pengumpulan Data .....	20
3.3.2 Studi Literatur.....	20
3.3.3 <i>Preliminary Design</i> .....	20
3.3.4 Perhitungan Beban Struktur.....	21
3.3.5 Permodelan Struktur .....	35
3.3.6 Kontrol Perencanaan Struktur Primer .....	35
3.3.7 Perencanaan <i>Basement</i> .....	56
3.3.8 Perhitungan struktur bawah .....	57
3.3.9 Penggambaran teknik .....	62
BAB IV .....	63
HASIL PERENCANAAN.....	63
4.1 <i>Preliminary</i> Desain.....	63
4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton Basement .....	63
4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak Beton Lantai 1 .....	63
4.1.3 Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton Lantai 1 .....	64
4.1.4 Perencanaan Dimensi Kolom Basement .....	65
4.1.5 Perencanaan Dimensi Shearwall Basement .....	67
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder .....	67
4.2.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung .....	67
4.2.2 Perencanaan Balok Anak.....	73
4.2.3 Perencanaan Balok <i>Lift</i> .....	86
4.2.4 Perencanaan Tangga.....	92

4.3 Permodelan Struktur .....	118
4.3.1 Penjelasan Umum .....	118
4.3.2 Pembebanan Struktur Utama .....	118
4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis .....	120
4.3.4 Kombinasi Pembebanan .....	123
4.3.5 Kontrol Desain .....	123
4.4 Perencanaan Struktur Primer .....	135
4.4.1 Perencanaan Link .....	135
4.4.2 Balok Luar Link .....	143
4.4.3 Perencanaan Bresing .....	149
4.4.4 Perencanaan Balok Induk .....	154
4.4.5 Perencanaan Kolom .....	178
4.5 Perencanaan Sambungan .....	183
4.5.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak .....	183
4.5.2 Sambungan Balok Tangga .....	191
4.5.3 Sambungan Bresing .....	194
4.5.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom .....	202
4.5.5 Sambungan antar Kolom .....	213
4.5.6 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i> .....	216
4.6 Perencanaan Struktur Bawah .....	224
4.6.1 Perencanaan <i>Basement</i> .....	224
4.6.2 Perencanaan Pondasi .....	239
4.6.3 Perencanaan Poer pada Kolom .....	252
4.6.4 Penulangan Poer .....	255
4.6.5 Perencanaan Kolom Beton .....	264
4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi .....	270
BAB V .....	275

PENUTUP.....	275
5.1 Kesimpulan.....	275
5.2 Saran.....	277
DAFTAR PUSTAKA.....	279
LAMPIRAN.....	281

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara ( <i>intermediate stiffener</i> ).....	13
Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa .....	23
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa.....	26
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs.....	27
Tabel 3.4 Koefisien Situs $F_a$ .....	28
Tabel 3.5 Koefisien Situs $F_v$ .....	29
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek .....	29
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik .....	29
Tabel 3.9 Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan $C_t$ Dan $x$ .....	31
Tabel 3.10 Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan.....	31
Tabel 3.11 Koefisien harga $\alpha$ dan $\beta$ .....	59
Tabel 4.1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan.....	66
Tabel 4.2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan .....	66
Tabel 4.3 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap .....	68
Tabel 4.4 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Apartemen .....	70
Tabel 4.5 Rekapitulasi Penulangan Pelat .....	73
Tabel 4.6 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Atap .....	77
Tabel 4.7 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Apartemen ..	82
Tabel 4.8 Rekapitulasi Balok Anak Beton Bertulang .....	86
Tabel 4.9 Perhitungan N Rata-Rata.....	120
Tabel 4.10 Parameter Gempa Yogyakarta untuk Situs D	121
Tabel 4.11 Faktor $R^a$ , $C_d^b$ , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa .....	122

Tabel 4.12 Berat Super Dead Tower A .....	124
Tabel 4.13 Berat Dead Tower A .....	125
Tabel 4.14 Berat Live Tower A.....	125
Tabel 4.15 Berat Super Dead Tower B .....	125
Tabel 4.16 Berat Dead Tower B.....	126
Tabel 4.17 Berat Live Tower B.....	126
Tabel 4.18 Berat Total Bangunan.....	126
Tabel 4.19 Partisipasi Massa Tower A.....	127
Tabel 4.20 Partisipasi Massa Tower B .....	128
Tabel 4.21 Periode Struktur.....	129
Tabel 4.22 Gaya Geser Dasar Beban Gempa Tower A....	130
Tabel 4.23 Gaya Gempa Dinamis Struktur .....	131
Tabel 4.24 Simpangan Antar Lantai Tower A Sumbu X .	132
Tabel 4.25 Simpangan Antar Lantai Tower A Sumbu Y .	132
Tabel 4.26 Simpangan Antar Lantai Tower B Sumbu X .	133
Tabel 4.27 Simpangan Antar Lantai Tower B Sumbu Y .	133
Tabel 4.28 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser Kontrol Tower A .....	134
Tabel 4.29 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser Kontrol Tower B .....	134
Tabel 4.30 Rekapitulasi Profil Link Memanjang .....	139
Tabel 4.31 Rekapitulasi Profil Link Melintang.....	142
Tabel 4.32 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Memanjang .....	146
Tabel 4.33 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Melintang .....	149
Tabel 4.34 Rekapitulasi Profil Bresing Memanjang .....	151
Tabel 4.35 Rekapitulasi Profil Bresing Melintang.....	153
Tabel 4.36 Rekapitulasi Profil Balok Induk Memanjang .	162
Tabel 4.37 Rekapitulasi Profil Balok Induk Melintang ...	170
Tabel 4.38 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk Beton ....	178
Tabel 4.39 Rekapitulasi Profil Kolom.....	182



Tabel 4.40 Rekapitulasi Sambungan Strukur Sekunder ...	223
.....	223
Tabel 4.41 Rekapitulasi Sambungan Strukur Primer .....	223
Tabel 4.42 Data Tanah .....	225
Tabel 4.43 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif .....	226
Tabel 4.44 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif .....	226
Tabel 4.45 Perhitungan Momen Tanah Aktif .....	227
.....	227
Tabel 4.46 Perhitungan Momen Tanah Pasif .....	228
Tabel 4.47 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah	228
Tabel 4.48 Rekapitulasi Pelat Dasar Basement .....	233
Tabel 4.49 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser .....	235
Tabel 4.50 Rekapitulasi Tebal Dinding Shear Wall .....	238
Tabel 4.51 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 16 .....	243
Tabel 4.52 Daya Dukung Tanah Kedalaman 16,5 – 30 ...	244
.....	244
Tabel 4.53 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1 .....	245
Tabel 4.54 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2 .....	246
Tabel 4.55 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1	248
.....	248
Tabel 4.56 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2	248
.....	248
Tabel 4.57 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 1 .....	249
Tabel 4.58 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 2 .....	250
Tabel 4.59 Rekapitulasi Dimensi Kolom .....	269

## **DAFTAR GAMBAR**

Gambar 2.1 Balok Komposit Dengan Pengubung Geser .....	6
--	---

Gambar 2.2 Balok Baja Yang Diselubung Beton.....	7
Gambar 2.3 Kolom Komposit Diberi Selubung Beton .....	8
Gambar 2.4 Kolom Komposit Dari Penampang Baja Berongga .....	8
Gambar 2.5 Perbandingan Lendutan Balok Dengan Dan Tanpa Aksi Komposit.....	9
Gambar 2.6 Konfigurasi Sistem Portal Berpengaku Eksentrik .....	11
Gambar 2.7 Jenis Pondasi Dangkal .....	15
Gambar 2.8 Jenis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b). Pondasi Tiang .....	16
Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir.....	19
Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0.2 Detik.....	26
Gambar 3.3 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik.....	26
Gambar 3.4 Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum .....	34
Gambar 3.5 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud .....	47
Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal .....	48
Gambar 3.7 Penampang <i>Baseplate</i> .....	55
Gambar 3.8 Tekanan aktif pasif tanah.....	57
Gambar 3.9 Penampang Kritis Pada Pondasi .....	61
Gambar 4.1 Potongan Penampang Balok Induk 40/60 cm .....	64
Gambar 4.2 Pelat Lantai Atap .....	67
Gambar 4.3 Pelat Lantai Apartemen .....	69
Gambar 4.4 Pelat Lantai 1 yang Direncanakan .....	70
Gambar 4.5 Balok Anak Lantai Atap.....	74
Gambar 4.6 Diagram Momen Balok Anak .....	76

Gambar 4.7 Balok Anak Lantai Apartemen .....	78
Gambar 4.8 Diagram Momen Balok Anak .....	80
Gambar 4.9 Balok Anak yang Direncanakan .....	82
Gambar 4.10 Denah <i>Lift</i> .....	87
Gambar 4.11 Potongan Melintang <i>Lift</i> .....	88
Gambar 4.12 Model Pembebanan Balok Penggantung <i>Lift</i> .....	89
Gambar 4.13 Diagram Momen Balok Penggantung <i>Lift</i> .....	91
Gambar 4.14 Denah Tangga .....	93
Gambar 4.15 Potongan Memanjang Tangga .....	94
Gambar 4.16 Pelat Anak Tangga .....	95
Gambar 4.17 Potongan Melintang Penyangga Pelat Injak .....	97
Gambar 4.18 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes .....	99
Gambar 4.19 Balok Bordes Tangga A .....	101
.....	105
Gambar 4.20 Balok Bordes Tangga B .....	105
Gambar 4.21 Pembebanan pada Balok Utama Tangga .....	109
Gambar 4.22 Bidang Momen .....	111
Gambar 4.23 Bidang Geser .....	112
Gambar 4.24 Bidang Normal .....	113
Gambar 4.25 Hasil Analisa Lendutan Balok Utama Tangga .....	115
Gambar 4.26 Pembebanan Balok Penumpu Tangga .....	116
Gambar 4.27 Denah Struktur Apartemen El Centro .....	118
Gambar 4.28 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya .....	122
Gambar 4.29 Elemen Link .....	135
Gambar 4.30 Link Memanjang yang Ditinjau .....	135
Gambar 4.31 Gaya Dalam Link Arah Memanjang .....	136
Gambar 4.32 Jarak Pengaku Link Memanjang .....	138
Gambar 4.33 Link Melintang yang Ditinjau .....	139
Gambar 4.34 Gaya Dalam Link Arah Melintang .....	140
Gambar 4.35 Jarak Pengaku Link Melintang .....	142

Gambar 4.36 Elemen Balok Diluar Link.....	143
Gambar 4.37 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau ..	143
Gambar 4.38 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang ..	144
Gambar 4.39 Balok Luar Link Melintang yang ditinjau ..	146
Gambar 4.40 Gaya Dalam Balok Luar Link Melintang...	147
Gambar 4.41 Elemen Bresing .....	149
Gambar 4.42 Balok Induk Memanjang yang ditinjau .....	154
Gambar 4.43 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit .....	155
Gambar 4.44 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit .....	157
Gambar 4.45 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang.....	158
Gambar 4.46 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	160
Balok Induk Memanjang.....	160
Gambar 4.47 Shear Connector Balok Memanjang.....	161
Gambar 4.48 Balok Induk Melintang yang ditinjau.....	162
Gambar 4.49 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit .....	163
Gambar 4.50 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit .....	165
Gambar 4.51 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif.....	166
Balok Induk Melintang.....	166
Gambar 4.52 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif .....	168
Balok Induk Melintang.....	168
Gambar 4.53 Shear Connector Balok Melintang .....	169
Gambar 4.54 Gaya Dalam Balok Induk Beton Bertulang ..	171
Gambar 4.55 Kolom yang Ditinjau .....	178

Gambar 4.56 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	183
Gambar 4.57 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	184
Gambar 4.58 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	186
Gambar 4.59 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk.....	187
Gambar 4.60 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....	188
Gambar 4.61 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk .....	190
Gambar 4.62 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	191
Gambar 4.63 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom.....	192
Gambar 4.64 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom .....	193
Gambar 4.65 Sambungan Bresing dengan Balok Link ....	195
Gambar 4.66 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom .....	195
Gambar 4.67 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok	197
Gambar 4.68 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok	200
Gambar 4.69 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	203
Gambar 4.70 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom .....	203
Gambar 4.71 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk.....	205
Gambar 4.72 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok.....	208

Gambar 4.73 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk.....	210
Gambar 4.72 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok.....	212
Gambar 4.73 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping .....	214
Gambar 4.74 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas.....	214
.....	216
Gambar 4.75 Tampak Samping <i>Base Plate</i> .....	216
Gambar 4.76 Tampak Atas <i>Base Plate</i> .....	217
Gambar 4.77 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate .....	219
Gambar 4.78 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate .....	220
Gambar 4.79 Denah Dinding Penahan Tanah .....	224
.....	225
Gambar 4.80 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah .....	225
Gambar 4.81 Diagram Tekanan Tanah .....	227
Gambar 4.82 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah.....	228
Gambar 4.83 Dinding Geser yang Ditinjau .....	234
Gambar 4.84 Penulangan Dinding Geser .....	238
Gambar 4.85 Denah Pondasi .....	239
Gambar 4.86 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 .....	245
Gambar 4.87 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2 .....	246
Gambar 4.88 Diagram Gaya Lateral Tiang .....	250
Gambar 4.89 Area Kritis Geser Akibat Kolom .....	252
Gambar 4.90 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang .....	254
Gambar 4.91 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X).....	256
Gambar 4.92 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 1 Sumbu X .....	257
Gambar 4.93 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 2 Sumbu Y .....	257

Gambar 4.94 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y).....	258
Gambar 4.95 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 1 Sumbu X .....	259
Gambar 4.96 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 2 Sumbu Y .....	259
Gambar 4.97 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 (Arah Sumbu X).....	260
Gambar 4.98 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 1 Sumbu X .....	261
Gambar 4.99 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 2 Sumbu X .....	261
Gambar 4.100 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 (Arah Sumbu Y).....	262
Gambar 4.101 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 1 Sumbu X .....	263
Gambar 4.102 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 2 Sumbu X .....	263
Gambar 4.103 Diagram Interaksi Kolom 100/100.....	265
Gambar 4.104 Hasil Penulangan Pccol .....	266
Gambar 4.105 Penulangan Kolom .....	269
Gambar 4.106 Diagram Interaksi Sloof .....	271
Gambar 4.107 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn .....	271
Gambar 4.108 Penulangan Sloof .....	273

Halaman ini sengaja dikosongkan



# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Bangunan tahan gempa merupakan bangunan yang sangat dibutuhkan di Indonesia karena letak negara Indonesia yang dilewati oleh gugusan gunung api dunia, sehingga rawan terjadi gempa. Belakangan ini, Indonesia kurang memperhatikan bangunan yang dapat menahan guncangan gempa hingga skala Richter tertinggi. Banyak gedung pencakar langit di Indonesia yang memiliki kekuatan cukup kuat terhadap bangunan itu sendiri tetapi tidak cukup kuat jika terjadi gempa, termasuk Yogyakarta sebagai salah satu kota yang pernah mengalami gempa berkekuatan tinggi.

Gedung tinggi di Yogyakarta dirasa belum cukup kuat untuk menahan beban gempa. Sedangkan Yogyakarta pernah mengalami gempa bumi tektonik kuat pada 27 Mei 2006 berkekuatan 6,3 skala Richter selama 57 detik (Farid, 2016). Terlepas dari kerusakan gedung, keselamatan jiwa dianggap lebih penting. Karena Yogyakarta termasuk ibu kota Daerah Istimewa Yogyakarta yang tingkat kepadatan penduduk tinggi mencapai 3.606.111 juta sehingga banyak bangunan-bangunan tinggi (Biro Tata Pemerintahan Setda DIY, 2016).

Akibat gempa itu banyak rumah dan gedung perkantoran yang rubuh. Bahkan, instalasi listrik dan tali komunikasi mengalami kerusakan. Beberapa fasilitas publik, situs bersejarah, dan lokasi wisatapun tak luput dari guncangan gempa (Angga, 2016). Maka dari itu, perkuatan gedung terhadap gempa diperlukan di kota Yogyakarta. Sehingga penggunaan sistem struktur baja beton komposit dapat dijadikan sebagai salah satu alternatif untuk perencanaan gedung bertingkat penahan gempa.

Struktur bangunan dengan menggunakan komposit memiliki banyak keuntungan diantaranya dapat mereduksi berat profil baja yang dipakai, tinggi profil baja yang dipakai dapat dikurangi,

meningkatkan kekakuan plat lantai serta dapat menambah panjang bentang layan dari suatu struktur.

Sistem rangka berpengaku eksentrik (SRBE) adalah sistem dimana pengaku tidak terhubung ke perpotongan balok dan kolom melainkan terhubung ke balok dengan jarak “e” ke titik perpotongan balok dan kolom. Segmen balok pendek ini memiliki daktilitas tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus (Popov dan Roeder 1978). Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE) memiliki kekakuan dan kekuatan yang cukup baik. Kelebihan SRBE terletak pada balok link yang berperilaku sebagai sekering yang dapat mendisipasi energi akibat gempa. Kinerja dari balok link dapat maksimal jika elemen-elemen di luar dari balok link direncanakan lebih kuat (Fihari, 2012).

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur Apartement El Centro Bogor. Apartement El Centro Bogor berada di kota Bogor yang didesain menggunakan beton bertulang akan dimodifikasi berada di kota Yogyakarta dengan menggunakan sistem rangka bresing eksentrik. Modifikasi ini direncanakan karena diharapkan gedung-gedung tinggi di Yogyakarta sanggup memikul beban-beban yang terjadi baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah yang memiliki resiko gempa tinggi.

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan ulang atau memodifikasi Apartement El Centro Bogor menjadi struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentrik agar meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Dari modifikasi Apartement El Centro Bogor ini diharapkan nantinya memiliki daktilitas tinggi yang dapat menahan gaya lateral pada saat terjadinya gempa di Yogyakarta.

## 1.2 Rumusan Masalah

### 1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan Apartement El Centro Bogor menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentrik?

### 1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* pada elemen struktur?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan balok penggantung lift?
4. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu?
5. Bagaimana merencanakan *bresing* eksentrik dan *link*?
6. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom?
7. Bagaimana merencanakan sambungan struktur?
8. Bagaimana merencanakan *basement* dan pondasi sesuai dengan beban dan kondisi tanah yang ada?
9. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

## 1.3 Tujuan

### 1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah agar mampu merencanakan Apartement El Centro Bogor menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentrik.

### 1.3.2 Detail Tujuan

1. Menentukan *preliminary design* penampang struktur.
2. Menghitung pembebanan yang terjadi.
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan balok penggantung lift.
4. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan program bantu.
5. Merencanakan *bresing* eksentrik dan *link*.

6. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom.
7. Merencanakan sambungan pada struktur.
8. Merencanakan *basement* dan pondasi sesuai dengan beban dan kondisi tanah.
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

#### **1.4 Batasan Masalah**

Batasan masalah dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi sehingga tidak mempertimbangkan aspek ekonomi.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
3. Tidak mempertimbangkan sistem *mechanical plumbing, sanitary*, utilitas bangunan dan *finishing*.
4. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

#### **1.5 Manfaat**

Manfaat yang bisa diperoleh dari modifikasi ini adalah:

1. Menambah wawasan dan mengaplikasikan teori yang telah diperoleh selama masa perkuliahan.
2. Memberi alternatif sistem struktur lain dan memberikan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan sistem rangka bresing eksentrik.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Struktur baja komposit adalah sebuah gabungan dari 2 buah elemen tunggal yang baik untuk bangunan, baik sebagai kolom, balok dan pelat. Struktur balok komposit memiliki 2 tipe yaitu balok komposit dengan penghubung geser dan balok baja yang diberi selubung beton. Struktur kolom komposit dapat dibentuk pipa baja yang diisi beton polos atau dapat pula dari profil baja hasil gilas dari profil baja yang dibungkus beton dan diberi tulangan baja serta sengkang, seperti halnya pada kolom beton biasa.

Sistem SRBE mempunyai nilai daktilitas yang lebih tinggi dibandingkan dengan SRBK yang lebih mengutamakan pada kekuatan strukturnya. Kolom-kolom, batang bresing, dan bagian dari balok di luar Link harus direncanakan untuk tetap dalam keadaan elastis akibat gaya-gaya yang dihasilkan oleh Link pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan regangan. (Andre, 2009)

#### **2.2 Struktur Komposit**

Komponen komposit didefinisikan sebagai suatu elemen yang terdiri dari dua jenis bahan atau lebih membentuk suatu elemen tunggal untuk memikul beban yang bekerja. Komponen komposit dapat berupa profil tunggal (*rolled*) atau profil susun (*built up*) baik yang diisi dengan beton (*infilled concrete*), dilalut dengan beton bertulang (*encased by reinforced concrete*) maupun dihubungkan dengan pelat beton bertulang. Sistem struktur komposit terbentuk dengan adanya interaksi antara komponen-komponen struktur baja dan beton yang masing-masing karakteristik dasar materialnya dimanfaatkan secara optimal. (Gunnar, 2010)

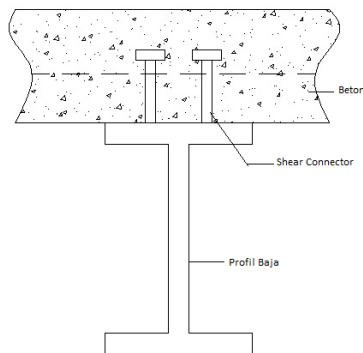
### 2.2.1 Balok Komposit

Balok yang berguna untuk menyangga lantai yang terletak di atasnya. Selain itu, balok juga dapat berperan sebagai penyalur momen menuju ke bagian kolom bangunan.

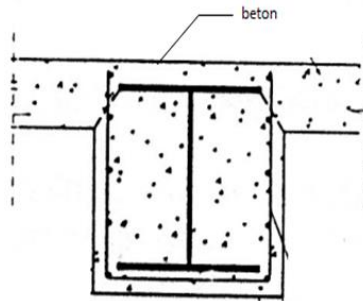
#### a. Tipe – Tipe Balok Komposit

Balok komposit memiliki 2 tipe diantaranya:

- a. Balok komposit dengan penghubung geser (Gambar 2.1)
- b. Balok baja yang diselubung beton (Gambar 2.2)



Gambar 2.1 Balok Komposit Dengan Penghubung Geser  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)



Gambar 2.2 Balok Baja Yang Diselubung Beton  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

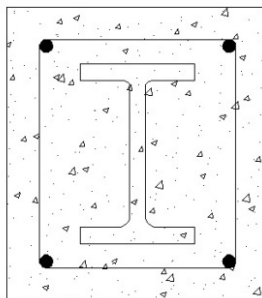
### 2.2.2 Kolom Komosit

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

#### a. Tipe – Tipe Kolom Komposit

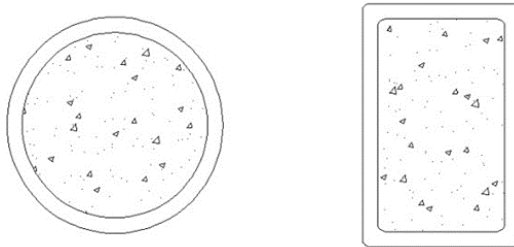
Kolom komposit memiliki 2 tipe diantaranya:

- a. Kolom komposit yang terbuat dari profil baja yang diberi selubung beton disekelilingnya (kolom baja berselubung beton) (Gambar 2.3)



Gambar 2.3 Kolom Komposit Diberi Selubung Beton  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

- b. Kolom komposit yang terbuat dari penampang baja berongga (kolom baja berintikan beton) (Gambar 2.4)



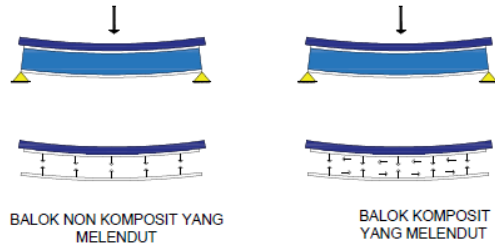
Gambar 2.4 Kolom Komposit Dari Penampang Baja Berongga  
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

### 2.3 Aksi Komposit

Aksi komposit timbul bila dua batang struktural pemikul beban seperti konstruksi lantai beton dan balok baja penyangga disambung secara integral dan melendut secara satu kesatuan. Contoh penampang lintang komposit yang umum diperlihatkan pada Gambar 2.6. Besarnya aksi komposit yang timbul bergantung



pada penataan yang dibuat untuk menjamin regangan linear tunggal dari atas plat beton sampai muka bawah penampang baja.



Gambar 2.5 Perbandingan Lendutan Balok Dengan Dan Tanpa Aksi Komposit  
(Sumber : Salmon dkk,1991)

Pada keadaan gambar di atas, jika gesekan antara plat dan balok diabaikan, balok dan plat masing-masing memikul suatu bagian beban secara terpisah. Bila plat mengalami deformasi akibat beban vertikal, permukaan bawahnya akan tertarik dan memanjang; sedang permukaan atas balok tertekan dan memendek. Jadi, diskontinuitas akan terjadi pada bidang kontak. Karena gesekan diabaikan, maka hanya gaya dalam vertikal yang bekerja antara plat dan balok.

#### a. Balok Komposit

Dalam perencanaan komposit, aksi plat beton dalam arah sejajar balok dimanfaatkan dan digabungkan dengan balok baja penyanggah. Akibatnya, momen inersia konstruksi lantai dalam arah balok baja meningkat dengan banyak. Kekakuan yang meningkat ini banyak mengurangi lendutan beban hidup dan jika penunjang (shoring) diberikan selama pembangunan, lendutan akibat beban mati juga akan berkurang. Pada aksi komposit penuh, kekuatan batas penampang jauh melampaui jumlah dari kekuatan plat dan balok secara terpisah sehingga timbul kapasitas cadangan yang tinggi.

### **b. Balok Non-Komposit**

Pada penampang non komposit, pelat beton akan mengalami lendutan yang cukup besar yang disebabkan oleh besarnya beban yang harus dipikul oleh pelat beton tersebut.

## **2.4 Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik**

### **a. Eccentrically Braced Frame (EBF)**

*Eccentrically Braced Frames* (EBF) merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment-Resisting Frames* (MRF) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain *Concentrically Braced Frames* (CBF). Karakteristik yang membedakan EBF dengan desain struktur tahan gempa MRF dan CBF adalah adanya penghubung yang terdapat pada setidaknya salah satu ujung dari *bracing* yang disebut sebagai *link* yang umum diperlihatkan pada Gambar 2.8. Konsep desain tahan gempa EBF adalah elemen *link* ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen *link* dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut. (Engelhardt dan Popov, 1989; 1992 dalam Nidiasari dkk, 2011).

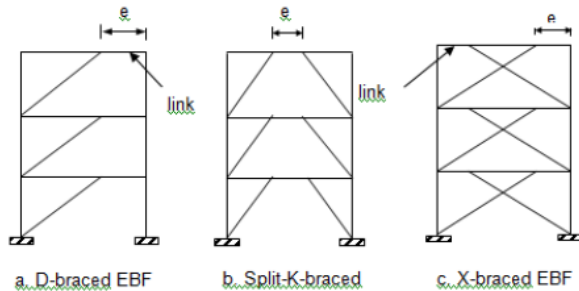
Keuntungan dan kelemahan dari penggunaan struktur rangka EBF menurut Wijaya (2010):

Keuntungan:

- Daktilitasnya lebih baik dibandingkan dengan CBF.

Kelemahan:

- Sistem ini mempunyai kekakuan yang lebih rendah dari CBF.
- Arsitekturalnya, yaitu akan menyulitkan dalam penempatan dinding, jendela dan bagian bangunan lainnya.



Gambar 2.6 Konfigurasi Sistem Portal Berpengaku Eksentrik  
(Sumber : Wijaya,2010)

## 2.4.1 Perilaku Link Beam

### 2.4.1.1 Gaya Dalam pada Link

Link adalah salah satu elemen yang terdapat dalam sistem EBF yang berperilaku sebagai balok pendek yang pada kedua sisinya bekerja gaya geser dengan arah yang berlawanan serta momen lentur yang diakibatkan oleh gaya geser tersebut. Karena gaya geser yang berlawanan arah maka momen yang bekerja pada ujung-ujung elemen link mempunyai besar dan arah yang sama. Plastifikasi yang terjadi pada elemen link disebabkan oleh kedua gaya tersebut di atas, oleh karena itu maka perilaku elemen link secara garis besar dapat dibedakan menjadi dua tipe yaitu: link lentur (*moment link*) dan link geser (*shear link*) (Popov, Engelhardt, 1992). Link dikatakan sebagai link geser apabila kelelahan yang terjadi disebabkan oleh gaya geser, dan dikatakan sebagai link lentur apabila kelelahan yang terjadi disebabkan oleh momen lentur.

### 2.4.1.2 Mekanisme Keruntuhan pada Link

Semakin pendek link, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang link. Untuk link yang sangat pendek gaya geser link mencapai kapasitas geser plastis  $V_p = 0.6.d.t_w.F_y$ , sebelum momen ujung mencapai momen plastis  $M_p = Z_x.F_y$ , dan link leleh

akibat geser membentuk sebuah sendi geser. Link geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan buckling terjadi pada web. (Yurisman, 2010)

Untuk link yang lebih panjang, momen ujung mencapai  $M_p$  membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada link panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya buckling pada sayap (*flens*), compression buckling pada badan (*web*) dan/atau lateral torsional buckling. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung link maka besar kemungkinan terjadinya fracture pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (*the ultimate failure mode*).

#### **2.4.1.3 Hubungan Pengaku Badan (Web Stiffener) dan Sudut Rotasi terhadap Kinerja Link**

Pengaku setinggi badan penuh diperlukan pada sisi-sisi ujung link agar bisa mentransfer gaya geser sebaik mungkin tanpa terjadi tekuk badan. Untuk link yang berperilaku sebagai link geser/pendek, jarak maksimum pengaku badan bagian tengah sangat tergantung pada besaran sudut rotasi link, semakin besar sudut rotasi link maka akan semakin rapat pengakunya. Pengaku badan bagian tengah pada link geser ini berfungsi untuk memperlambat terjadinya tekuk geser inelastik pada badan. Sedangkan untuk link yang berperilaku sebagai link lentur/panjang, pengaku badan bagian tengah berfungsi untuk membatasi penurunan kekuatan yang disebabkan tekuk lokal pelat sayap (*flange local buckling*) dan tekuk lateral torsi.

AISC 2010 mendefinisikan sudut rotasi link (*link rotation angle*) adalah sudut inelastik diantara link dan balok diluar link ketika *total drift* (simpangan) tingkat sama dengan simpangan tingkat disain. Sudut rotasi link tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- a. 0,08 radian untuk link yang panjangnya  $1,6M_p/V_p$  atau kurang.

- b. 0,02 radian untuk link yang panjangnya  $2,6M_p/V_p$  atau lebih.
- c. Untuk link yang panjangnya antara  $1,6M_p/V_p$  dan  $2,6M_p/V_p$  ditentukan dengan cara interpolasi linier.

Tabel 2.1 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara (*intermediate stiffener*)

Jenis Link	Syarat Link	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum	Keterangan
Geser murni	$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$	0,08	$30.t_w - d/5$	Leleh pada link didominasi oleh geser penuh
Dominan geser	$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada link didominasi oleh geser
Dominan lentur	$\frac{2,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	0,02	1,5 bf dari tiap ujung link	Leleh pada link didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \geq \frac{5M_p}{V_p}$		Tidak Memerlukan	Leleh pada link disebabkan oleh lentur

## 9.5 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya

bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ( $D \leq B$ ) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

### **1. Pondasi Dangkal**

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

#### **a. Pondasi Telapak**

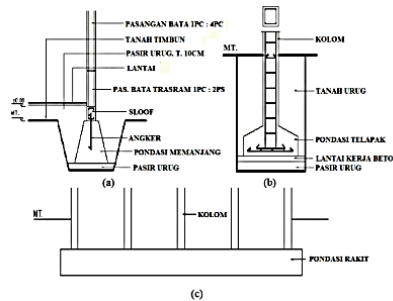
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.7b)

### b. Pondasi Memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7a)

### c. Pondasi Rakit (*raft foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.7c)



Gambar 2.7 Jenis Pondasi Dangkal  
(Sumber : Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

## 2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

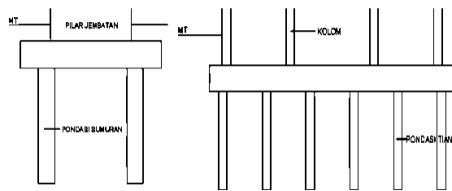
### a. Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman ( $D_f$ ) dibagi lebar ( $B$ ) lebih kecil atau

sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal  $D_f/B \leq 1$ . (Gambar 2.8a)

b. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.8b)



Gambar 2.8 Jenis Pondasi Dalam : a). Pondasi Sumuran b).  
Pondasi Tiang

(Sumber : Sostrodarsono, Nakazawa.1984)



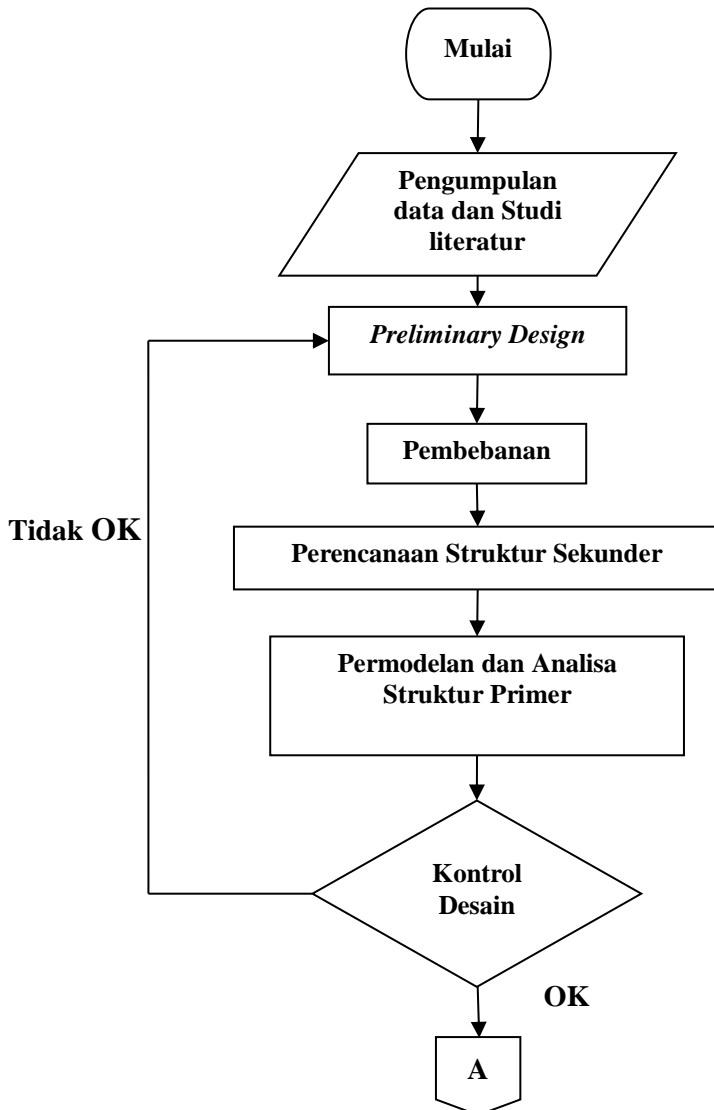
## **BAB III METEDOLOGI**

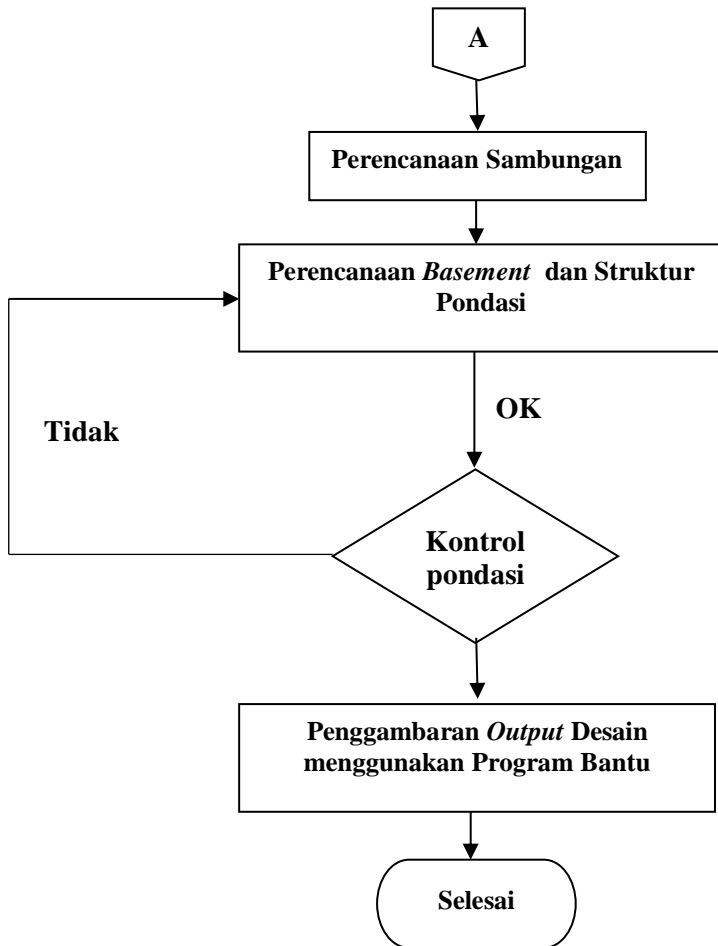
### **3.1 Umum**

Perencanaan Apartemen El Cetro Bogor menggunakan sistem Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik (SRBE) tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan - urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

### **3.2 Bagan Alir Perencanaan**

Langkah yang dilakukan untuk mengerjakan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:





Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

### 3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alir di atas dapat dijelaskan sebagai berikut:

#### 3.3.1 Pengumpulan Data

Data umum bangunan dan data tanah gedung Bahana Tower:

1. Nama gedung : Apartement El Centro Bogor
2. Lokasi : Jl. K.H Soleh Iskandar Bogor
3. Fungsi : Apartement
4. Tinggi :  $\pm 82,95$  m
5. Jumlah lantai : 32 lantai (2 lantai *basement*, 29 lantai apartement, 1 lantai atap)
6. Struktur utama : Beton bertulang

#### 3.3.2 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan Tugas Akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit menggunakan rangka bresing eksentrik.

#### 3.3.3 Preliminary Design

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

1. Nama gedung : Apartement El Centro
2. Lokasi : Yogyakarta, DIY
3. Fungsi : Apartement
4. Tinggi :  $\pm 60.00$  m
5. Jumlah lantai : 17 lantai (1 lantai *basement*, 15 lantai Apartement, 1 lantai atap)
6. Struktur utama : Balok baja dengan dek dan kolom *Concrete Filled Steel Tube*

##### 3.3.3.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi:

1. Pelat Lantai
2. Balok Anak
3. Tangga

#### 4. Balok Penggantung *Lift*

### 3.3.3.2 Perencanaan Struktur Utama

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Perencanaan Panjang *Link*
2. Dimensi Balok di Luar *Link*
3. Dimensi *Bresing*
4. Dimensi Balok Induk
5. Dimensi Kolom

### 3.3.4 Perhitungan Beban Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut :

#### 1. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

#### 2. Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam tabel 4.1. Beban hidup diatur dalam SNI 1727:2013 pasal 4.

#### 3. Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan gedung dari semua ketinggian harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \left( \frac{lb}{ft^2} \right) \left( \frac{N}{m^2} \right) \quad (3.1)$$

Keterangan :

$q$  =  $q_z$  untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian  $z$  diatas permukaan tanah

$q_h$  =  $q_h$  untuk dinding di sisi angin pergi, dinding samping, dan atap yang diukur pada ketinggian  $h$

$q_i$  =  $q_h$  untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian

$q_i$  =  $q_z$  untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi  $z$  ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak atau dilindungi dengan penutup tahan impak harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif,  $q_i$  secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian  $h$  ( $q_i = q_h$ )

$G$  = faktor efek-tiupan angin

$C_p$  = koefisien tekanan eksternal

$(GC_{pi})$  = koefisien tekanan internal

#### 4. Beban Gempa

Beban gempa merupakan semua beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh gerakan tanah akibat beban gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya yg beban terjadi di dalam struktur tersebut terjadi akibat gerakan tanah akibat gempa tersebut. Gempa rencana ditetapkan berdasarkan respon spectrum desain SNI 1726-2012 dimana langkah langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan kategori bangunan gedung I-IV (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen / rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan / Mall</li> <li>- Bangunan industry</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bioskop</li> </ul>	III

<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gedung pertemuan</li> <li>- Stadion</li> <li>- Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas penitipan anak</li> <li>- Penjara</li> <li>- Bangunan untuk orang jompo</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pusat pembangkit listrik biasa</li> <li>- Fasilitas penanganan air</li> <li>- Fasilitas penanganan limbah</li> <li>- Pusat telekomunikasi</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
---	--



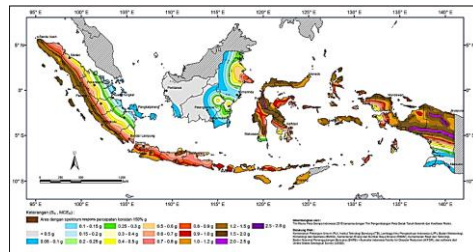
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Bangunan-bangunan monumental</li> <li>- Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan</li> <li>- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas badan dan unit gawat darurat</li> <li>- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat</li> <li>- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya</li> <li>- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat</li> <li>- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</li> </ul> <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV</p>	<p>IV</p>
---	-----------

- b. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

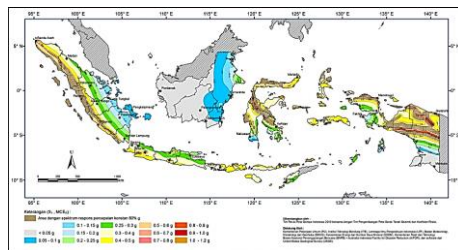
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

- c. Menentukan parameter percepatan tanah ( $S_s, S_1$ ) (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)



Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0.2 Detik



Gambar 3.3 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik

d. Menentukan Klasifikasi situs (SA-SF) (SNI-1726-2012 Pasal 5.3)

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$V_s$ (m/detik)	$N$ atau $N_{ch}$	$S_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	$>1500$ m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	$>50$	$\geq 100$ kN/m <sup>2</sup>
SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m <sup>2</sup>
SE (tanah lunak)	$< 175$ m/s	$< 15$	$< 50$ kN/m <sup>2</sup>
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralinir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ )		

	Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa
--	---

- e. Menentukan faktor koefisien situs ( $F_a$ ,  $F_v$ ) (SNI-1726-2012 Pasal 6.2)

Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismic pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait ( $f_v$ ). Parameter spectrum respons percepatan pada periode pendek (SMS) dan periode 1 detik (SM1) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$SMS = F_a S_s \quad (3.2)$$

$$SM1 = F_v S1 \quad (3.3)$$

Keterangan :

$S_s$  = parameter respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode pendek

$S1$  = parameter respons spectral percepatan gempa  $MCE_R$  terpetakan untuk periode 1,0 detik

Tabel 3.4 Koefisien Situs  $F_a$

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa $MCE_R$ pada periode pendek				
	$S_s \leq$ 0,25	$S_s =$ 0,5	$S_s =$ 0,75	$S_s =$ 1,0	$S_s \geq$ 1,25
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara $S_s$					

Tabel 3.5 Koefisien Situs Fv

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa $MCE_R$ pada periode 1 s				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
D	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
E	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara $S_I$					

f. Menentukan kategori seismik (SNI-1726-2012 Pasal 6.5)

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai $S_{DS}$	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai $S_{DI}$	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DI} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DI} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DI} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DI}$	D	D

- g. Memilih faktor Koefisien modifikasi respons ( $R$ ), Faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) dan Faktor kuat lebih sistem ( $\Omega$ ) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI-1726-2012 Pasal 7.2.2).

Tabel 3.8 Faktor  $R$ ,  $C_d$  dan  $\Omega$  Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB

- h. Melakukan analisis statik ekuivalen

Menentukan periode fundamental perkiraan,  $T_a$ , (SNI-1726-2012 pasal 7.8.2.1).

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.4)$$

Keterangan :

$C_t$ , dan  $x$  = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.9)

$h_n$  = tinggi struktur

Dalam tugas akhir menggunakan yaitu analisis statik ekuivalen dan analisis modal respon spektrum.

Tabel 3.9 Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan  $C_t$  Dan  $x$ 

<b>Tipe Struktur</b>	<b><math>C_t</math></b>	<b><math>x</math></b>
Sistem rangka pemikul momen dengan rangka menahan 100% gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa :		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentrik	0,0731	0,75
Rangak baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

- Menentukan batas periode struktur

$$T \leq C_u \times T_a \quad (3.5)$$

Keterangan :

$T_a$  = periode fundamental perkiraan

$C_u$  = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan  
(Tabel 3.10)

Tabel 3.10 Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan

<b>Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1 s, <math>S_{DI}</math></b>	<b>Koefisien <math>C_u</math></b>
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

- Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_s W \quad (3.6)$$

Keterangan:

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W$  = berat seismik menurut pasal 7.7.2 (SNI-1726-2012)

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.7)$$

Keterangan :

$S_{DS}$  = percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respon dalam (Tabel 3.8)

$I_e$  = faktor keutamaan hunian sesuai (Tabel 3.2)

Nilai  $C_s$  diatas tidak perlu melebihi :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.8)$$

Dan nilai  $C_s$  tidak kurang dari :

$$C_s = 0.44 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.9)$$

Untuk struktur berlokasi dimana  $S_1 \geq 0,6$  g, maka  $C_s$  harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad (3.10)$$

Keterangan :

$S_{D1}$  = percepatan spektrum respon desain dalam periode 1,0 detik

$T$  = periode struktur dasar (detik)

$S_1$  = percepatan spektrum respon maksimum



- Menghitung distribusi vertikal gaya gempa

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.11)$$

Keterangan :

$C_{vx}$  = faktor distribusi vertikal

$V$  = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

$w_i$  dan  $w_x$  = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat  $i$  atau  $x$

$h_i$  dan  $h_x$  = tinggi (m) dari dasar sampai tingkat  $i$  atau  $x$

$k$  = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode  $\leq 0,5$  s,  $k=1$
- untuk struktur dengan periode  $\geq 2,5$  s,  $k=2$
- untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s,  $k=2$  atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

- Menghitung distribusi horizontal gaya di tiap lantai (SNI 1726-2012 pasal 7.8.4)(kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

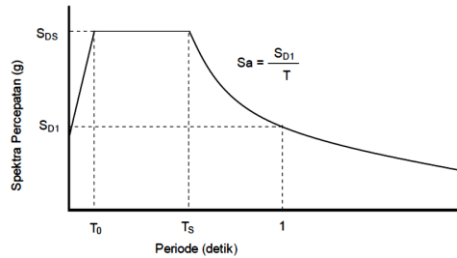
$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.12)$$

Keterangan :

$F_i$  = bagian dari gaya geser dasar seismik yang terjadi pada tingkat  $i$

i. Melakukan analisis modal respon spectrum

Analisis modal respon spektrum dilakukan menggambar grafik respon spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respon spektrum dijelaskan pada Gambar 3.4



Gambar 3.4 Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum

- Pada periode  $T < T_0$ , respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.13)$$

- Pada periode  $T_0 \leq T \leq T_s$ , respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS} \quad (3.14)$$

- Pada  $T > T_s$ , respon spektra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.15)$$

Dengan :

$$T_0 = \frac{0,2 S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.16)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.17)$$

## 5. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1727:2013 pasal 3.2.2):

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,0E + L + 0,2S$$

$$0,9D + 1,0W$$

$$0,9D + 1,0E$$

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

$L_r$  = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

### 3.3.5 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi.

### 3.3.6 Kontrol Perencanaan Struktur Primer

Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah dilakukan.

#### 3.3.6.1 Kontrol Desain

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726-2012.

#### 1. Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%

## 2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%

## 3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi dengan perumusan,

$$T = C_t \cdot h_n^x \quad (3.18)$$

Dimana nilai parameter untuk SRBE adalah:

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$h_n$  = Tinggi gedung

## 4. Kontrol Kinerja Struktur Gedung

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3.

### 3.3.6.2 Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer

Desain elemen struktur primer dikontrol berdasarkan SNI 03-1729-2002 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

#### 1. Kolom

Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis Concrete Filled Steel Tube (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

##### a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.19)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.20)$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit *CFT*

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profilnya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.21)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.22)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.23)$$

(tak kompak)

$$\lambda_r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.24)$$

(maksimum yang diijinkan)

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.25)$$

Dengan,

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.26)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.27)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f'_c \left( A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.28)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f'_c \left( A_c + A_r \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (3.29)$$

Penampang persegi diisi beton

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3.30)$$

c. Kuat Amplifikasi momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan,  $M_r$ , dan ketentuan aksial  $P_r$ , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.31)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \quad (3.32)$$

Keterangan:

$B_1$  = Pengali untuk menghilangkan efek  $P-\delta$ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

$B_2$  = Pengali untuk menghilangkan efek  $P-\delta$ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

$M_{it}$  = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$M_{nt}$  = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$M_r$  = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

$P_{it}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$P_{nt}$  = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

$P_r$  = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali  $B_1$  untuk efek  $P-\delta$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.33)$$

Keterangan:

$\alpha = 1$  (DFBK)

$C_m$  = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3.34)$$

Dengan M1 dan M2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen

$P_{el}$  = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.35)$$

Keterangan:

$EI$  = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ( $0,8\tau cEI$ ) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan  $\tau c$  adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

$E$  = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

$I$  = Momen inersia bidang lentur, mm<sup>4</sup>

$L$  = Panjang komponen struktur, mm

$K_1$  = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur

- Pengali B2 untuk efek  $P-\delta$

$$B_2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}})} \quad (3.36)$$

Keterangan:

$\alpha$  = 1 (DFBK)

$P_{story}$  = beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

$P_{estory}$  = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{estory} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.37)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) \quad (3.38)$$

Keterangan:

$L$  = Tinggi tingkat (mm)

$P_{mf}$  = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

$\Delta H$  = Simpangan tingkat dalam orde pertama

$H$  = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung,  $N$

d. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom yang diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu  $x$  dan  $y$

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.39)$$

Keterangan:

$M_u$  = Momen lentur terfaktor

$\phi$  = Faktor tahanan = 0,9

$M_n$  = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.40)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.41)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.42)$$



Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \quad (3.43)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[ 3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u \quad (3.44)$$

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.45)$$

Dimana,

$S_e$  = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif  $b_e$ , dari sayap yang diambil sebesar:

$$b_e = 1.92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left( 1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.46)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit diperhitungkan berdasarkan SNI 1729-2015 pasal I2 atau pasal H1.1

Untuk

$$\frac{P_u}{P_c} \geq 0,2 \quad (3.47)$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.48)$$

Untuk

$$\frac{P_u}{P_c} \leq 0,2 \quad (3.49)$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.50)$$

Keterangan:

$P_r$  = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

$P_c = \phi_c P_n$  = Kekuatan aksial desain, N

$M_r$  = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

$M_c = \phi_c M_n$  = Kekuatan lentur desain, Nmm

$\phi_c$  = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

$\phi_b$  = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

## 2. Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor  $M_u$  harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.51)$$

Keterangan:

$M_u$  = momen lentur terfaktor

$\phi$  = faktor reduksi = 0,9

$M_n$  = kuat nominal dari momen lentur penampang

a. Kontrol penampang

Untuk Sayap (*flange*) :

- Penampang kompak ( $\lambda \leq \lambda_p$ ):

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.52)$$

- Penampang non kompak ( $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ):

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.53)$$

Untuk Badan (*web*) :

- Penampang kompak ( $\lambda \leq \lambda_p$ ) :

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.54)$$

- Penampang non kompak ( $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ):

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.55)$$

Keterangan :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

tw = Tebal pelat badan

fy = Kuat leleh profil baja

fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

#### b. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015.

- Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.56)$$

- Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.57)$$

- Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3.58)$$

c. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengeang yang berdekatan,  $L$ . Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

- Bentang pendek:  $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.59)$$

- Bentang menengah:  $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - 0,7F_y S_x \left( \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.60)$$

- Bentang panjang :  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.61)$$

d. Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghubung Geser

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (shear connector) dibagi menjadi 2, yaitu:

- Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729-2015 pasal I2-a , kekuatan lentur positif desain,  $\phi M_n$  dan kekuatan lentur positif diizinkan  $M_n / \Omega$  , harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\phi b = 0,9$$

Untuk

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.62)$$

$M_n$  harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposisi untuk keadaan batas leleh (Momen Plastis ).

Untuk

$$\frac{h}{t_w} \geq 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.63)$$

$M_n$  harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan batas leleh (momen leleh).

- Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana  $\phi b = 0,9$ .

e. Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Bila penopang sementara tidak dipergunakan selama pelaksanaan, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk mendukung semua beban yang digunakan sebelum beton mencapai 75% dari kekuatan yang disyaratkan  $f'_c$ .

f. Kuat Geser Rencana

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu ( $V_n$ ) harus memenuhi:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.64)$$

Keterangan :

$\phi$  = Faktor tahanan = 0,90

$V_n$  = Tahanan geser nominal plat badan

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser adalah:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.65)$$

Dengan ketentuan nilai  $C_v$  diambil sebagai berikut :

$$\text{- Bila } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\text{Maka, } C_v = 1.0$$

$$\text{- Bila } 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.66)$$

$$\text{- Bila } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left( \frac{h}{t_w} \right)^2 f_y} \quad (3.67)$$

Koefisien tekuk geser plat badan,  $k_v$  untuk badan tanpa pengaku transversal ditentukan sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.68)$$

Maka nilai  $k_v = 5.0$

Keterangan :

$A_w$  = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

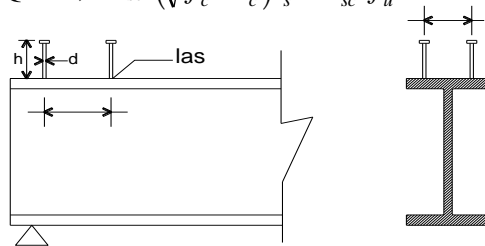
$h$  = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

$t_w$  = Ketebalan badan

Sedangkan untuk balok komposit, yaitu balok yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban lentur, memiliki prinsip dasar perhitungan antara lain

- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
    - Tegangan tekan pada beton =  $0,85 f_c'$  → merata
    - Tegangan pada baja =  $f_y$  → tarik atau tekan : merata
  - Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
    - Tegangan tarik pada beton = 0
    - Tegangan tarik pada tulangan =  $f_{yr}$
    - Tegangan pada baja =  $f_y$  → tekan atau tarik: merata.
  - Distribusi tegangan elastis → distribusi linear
    - Tegangan maximum tekan pada beton =  $0,85 f_c'$
    - Tegangan maximum pada baja =  $f_y$  → tekan atau Tarik
- g. Kekuatan Penghubung Geser (*Shear-Connector*)
- Kekuatan *Shear-Connector* stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} (\sqrt{f_c'} E_c) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.69)$$



Gambar 3.5 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud

(Sumber : Isdarmanu, 2006)

Keterangan:

$r_s = 1,00$  untuk pelat beton biasa

$r_s \leq 1,00$  untuk dek baja gelombang

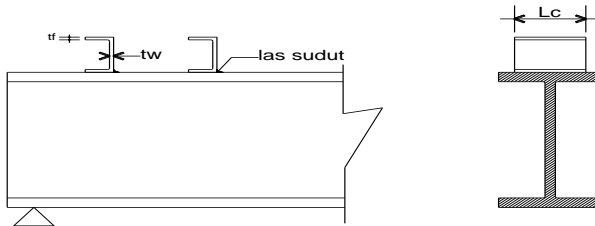
$A_{sc} =$  luas penampang *Shear-Connector*  $\left(\frac{\pi}{4} \cdot d^2\right)$

$E_c =$  Modulus elastisitas beton

- Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f'_c E_c} \quad (3.70)$$

Jumlah *Shear-Connector* yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu



Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal

(Sumber : Isdarmanu, 2006)

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.71)$$

Keterangan:

$V_h =$  Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer *Shear-Connector*.

- Gaya Geser Horizontal Total ( $=V_h$ ) → Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton
- Pada daerah momen positif:



Gaya geser horizontal total pada daerah  $M = 0$  dan  $M(+)$  maximum adalah nilai terkecil dari:

- $0,85 f_c' . A_c \rightarrow$  beton
- $A_s . f_y \rightarrow$  profil baja
- $\Sigma Q_n \rightarrow$  *shear connector*
- Pada daerah momen negatif
- Gaya geser horizontal total pada daerah  $M = 0$  dan  $M(-)$  maximum adalah nilai terkecil dari :
  - $A_r . f_{yr}$
  - $\Sigma Q_n$

Keterangan:

$A_r$  = tulangan tarik pada pelat beton

$f_{yr}$  = tegangan leleh tulangan.

- Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total  $V_h$  ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja/tulangan baja.
- Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal  $V_h$  ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (nilai  $\Sigma Q_n$ ).

### 3. *Link*

*Link* adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi. Kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana *link*,  $\phi V_n$ , harus lebih besar daripada kuat geser perlu  $V_u$ , dengan:

$V_n$  = kuat geser nominal *Link*, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p / e$

$V_p = 0,6 f_y (d - 2 \cdot t_f) t_w$

$\phi = 0,9$

$e$  = panjang *link*

Apabila beban aksial terfaktor pada *Link*,  $N_u$ , tidak melebihi  $0,15 N_y$ , dengan  $N_y = A_g F_y$ , pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *Link* tidak perlu diperhitungkan. Apabila beban terfaktor pada *Link*,  $N_u$ , melebihi  $0,15 N_y$ , ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:

- Kuat geser rencana *link* harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari  $\phi V_{pa}$  atau  $2\phi M_{pa}/e$ , dengan:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \quad (3.72)$$

$$M_{pa} = 1,18 M_p \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2\right) \quad (3.73)$$

$$\phi = 0,9 \quad (3.74)$$

- Panjang *link* tidak boleh melebihi :
  - untuk  $\rho'(A_w/A_g) \geq 0,3$

$$[1,15 - 0,5\rho'(A_w/A_g)]1,6M_p/V_p, \quad (3.75)$$

$$\begin{aligned} &\text{- untuk } \rho'(A_w/A_g) < 0,3 \\ &1,6M_p/V_p, \end{aligned} \quad (3.76)$$

Keterangan:

$$A_w = (db - 2tf)tw$$

$$\rho' = N_u/V_u$$

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana,  $\Delta M$ . Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

$$(3.77)$$

- 0,08 radian untuk  $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk  $e \leq 2,6M_p/V_p$  (3.78)
- Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai  $e$  yang berada di antara keduanya.

#### 4. Balok dan Bresing Diluar *Link*

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari link sebesar  $1,25.R_y.V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut :

- Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y V_n$ , dengan  $V_n$  ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$
- Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar  $f_y b_y t_f$ .

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. Kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung *link* dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang

ditentukan pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melampaui panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

### 3.3.6.3 Perencanaan Sambungan

#### a. Sambungan Baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3 secara lengkap. Berdasarkan SNI tersebut, suatu baut yang memikul beban terfaktor harus memenuhi :

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.79)$$

$$R_n = F_n A_b \quad (3.80)$$

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBK)}$$

Keterangan :

$A_b$  = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir ( $\text{mm}^2$ )

$F_n$  = tegangan tarik nominal,  $F_{nt}$ , atau tegangan geser,  $F_{nv}$  dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas dari keruntuhan geser sebagai berikut :

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3.81)$$

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBK)}$$

$$F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \text{ (DFBK)} \quad (3.82)$$

Keterangan:

$F'_{nt}$  = tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup efek tegangan geser (MPa)

$F_{nt}$  = tegangan tarik nominal dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

$F_{nv}$  = tegangan geser dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

$f_{rv}$  = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK atau DKI, (MPa)

Kekuatan geser dari elemen yang disambung harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas leleh dari pelelehan geser dan keruntuhan geser.

- Untuk pelelehan geser dari elemen

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} ; \phi = 1 \quad (3.83)$$

Keterangan:

$A_{gv}$  = luas bruto yang menahan geser ( $\text{mm}^2$ )

- Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} R_n & \\ &= 0,60F_u A_{nv} ; \phi \\ &= 0,75 \end{aligned} \quad (3.84)$$

Keterangan:

$A_{gv}$  = luas *netto* yang menahan geser ( $\text{mm}^2$ )

- Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan *block shear* sepanjang alur kegagalan geser harus diambil sebesar

$$\begin{aligned} R_n = 0,60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} &\leq 0,60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \\ \phi &= 0,75 \text{ (DFBK)} \end{aligned} \quad (3.85)$$

Keterangan :

Bila tegangan tarik merata ,  $U_{bs} = 1$ , bila tidak merata,  $U_{bs} = 0,5$

#### b. Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 pasal J2, suatu las yang memikul beban terfaktor harus ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las.

- Untuk logam dasar

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (3.86)$$

- Untuk logam las

$$R_n = F_{nW} A_{we} \quad (3.87)$$

Keterangan :

$F_{nBM}$  = tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

$F_{nW}$  = tegangan nominal dari logam las (MPa)

$A_{BM}$  = luas penampang logam dasar ( $\text{mm}^2$ )

$A_{we}$  = luas efektif las ( $\text{mm}^2$ )

Untuk las sudut, kekuatan yang diizinkan adalah sebagai berikut.

- Untuk kelompok las linier, dibebani melalui titik berat

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.88)$$

$$F_{nw} = 0,60 F_{EXX} (1,0 + 0,50 \sin^{1,5} \theta) \quad (3.89)$$

Keterangan :

$F_{EXX}$  = kekuatan klasifikasi logam pengisi (MPa)

$\theta$  = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las, derajat

- Untuk elemen las dalam suatu kelompok las

$$R_{nx} = \sum F_{nwx} A_{wei} \quad (3.90)$$

$$R_{ny} = \sum F_{nwy} A_{wei} \quad (3.91)$$

$$M_n = \sum [F_{nwy} A_{wei} - F_{nwx} A_{wei}] \quad (3.92)$$

- Untuk kelompok las sudut konsentris

$$R_n = R_{nwi} + R_{nwt} \quad (3.93)$$

atau

$$R_n = 0,85 R_{nwi} + 1,5 R_{nwt} \quad (3.94)$$

Keterangan :

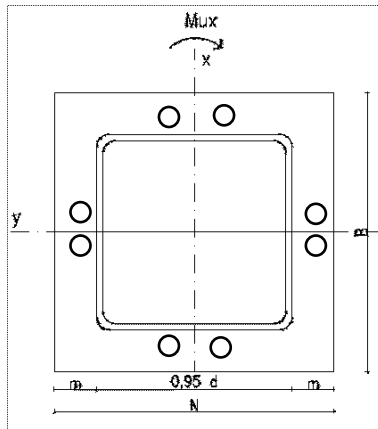
$R_{nwi}$  = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani longitudinal

$R_{nwt}$  = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani transversal

### 3.3.6.4 Perencanaan *Base Plate*

Perhitungan *Base Plate*

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} \quad (3.95)$$



Gambar 3.7 Penampang *Baseplate*

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B.N} \quad (3.96)$$

- Akibat beban  $M_{ux}$

$$f_{pb} = \frac{6.M_{ux}}{B.N^2} \quad (3.97)$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p(max)} = f_{pa} + f_{pb} \quad (3.98)$$

- Menentukan  $M_{upl}$

$$m = \frac{(N - 0,95 \times D)}{2} \quad (3.99)$$

$$M_{upl} = \left( f_{p(max)} - 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \times f_{pb} \times \frac{m}{N} \right) \times \left( \frac{m^2}{3} \right) \quad (3.100)$$

- Menentukan tebal *baseplate*

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{\phi \cdot f_y}} \quad (3.101)$$

### 3.3.7 Perencanaan Basement

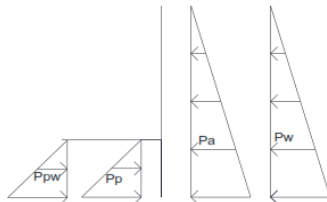
#### 3.3.7.1 Perhitungan Struktur Dinding Basement

- Analisa terhadap stabilitas global

Berdasarkan metode fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi beberapa segmen dan lereng tersebut merupakan lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk faktor keamanan, yaitu:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.102)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal





Gambar 3.8 Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3.103)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3.104)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.105)$$

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.106)$$

### 3.3.7.2 Kontrol terhadap bahaya heaving

- Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.
- Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.
- Penulangan geser dinding geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2.
- Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.

### 3.3.8 Perhitungan struktur bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

### 3.3.8.1 Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA, dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.107)$$

Keterangan:

$Q_L$  = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = Daya dukung pada dasar pondasi

$Q_S$  = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$Q_P = \alpha q_p \times A_P = \alpha ( \check{N}_P \times K ) \times A_P \quad (3.108)$$

Keterangan:

$\check{N}_P$  = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B bawah dasar tiang pondasi

(B = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah:

- 12 t/m<sup>2</sup>, untuk lempung
- 20 t/m<sup>2</sup>, untuk lanau berlempung
- 25 t/m<sup>2</sup>, untuk lanau berpasir
- 40 t/m<sup>2</sup>, untuk pasir

$A_P$  = Luas penampang dasar tiang

$q_p$  = Tegangan diujung tiang

= base coefficient

$$Q_S = \beta \times q_s \times A_s = \beta ( \check{N}_s/3 + 1 ) \times A_s \quad (3.109)$$

Keterangan:

$q_s$  = Tegangan akibat lekatan lateral dalam  $t/m^2$

$N_s$  = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan :  $3 \leq N \leq 50$

$A_p$  = luas selimut tiang

$\beta$  = shaft coefficient

Tabel 3.11 Koefisien harga  $\alpha$  dan  $\beta$

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$
<b>1. Driven Pile</b>	1	1	1	1	1	1
<b>2. Bored Pile</b>	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
<b>3. Injected Pile</b>	1	3	1	3	1	3

### 3.3.8.2 Perencanaan daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi ( $C_e$ ).

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times C_e \quad (3.110)$$

Keterangan:

$n$  = jumlah tiang dalam grup

$C_e$  = koefisien efisiensi

$Q_{L(\text{group})}$  = daya dukung tiang pancang kelompok

$Q_{L(1 \text{ tiang})}$  = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi  $C_e$ , digunakan cara *Converse – Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.111)$$

Keterangan:

$\emptyset$  = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

$C_e = 0,9 - 1,0$  (untuk jarak antar tiang pancang  $\geq 3 \emptyset$ )

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen ( $P_v$ ) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y}{\sum x^2} x_{\max} \pm \frac{M_x}{\sum y^2} y_{\max} \quad (3.112)$$

Keterangan :

$P_v$  = Beban vertical ekuivalen

V = Beban vertical dari kolom

N = Banyaknya tiang dalam group

$M_x$  = Momen terhadap sumbu x

$M_y$  = Momen terhadap sumbu y

$x_{\max}$  = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$y_{\max}$  = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$  = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

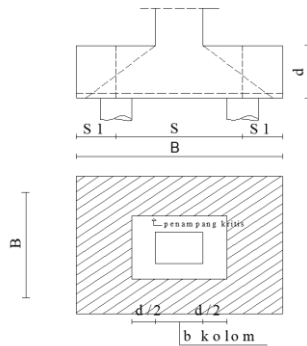
$\sum y^2$  = Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

### 3.3.8.3 Perencanaan tebal *poer*

Untuk merencanakan tebal *poer* harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai  $V_c$  diambil dari persamaan:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (3.113)$$

$$c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad (3.114)$$



Gambar 3.9 Penampang Kritis Pada Pondasi

Keterangan:

$\beta c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

$b_o$  = keliling dari penampang kritis

$$= 4 \cdot (0,5 \cdot d + b \text{ kolom} + 0,5 \cdot d)$$

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal *poer* dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad (3.115)$$

Keterangan:

$$\phi = 0,75$$

$V_c$  = Kuat geser pons beton

$V_u$  = Gaya geser akibat kolom

### 3.3.8.4 Perencanaan penulangan lentur

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen ultimate yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\rho_{min} = 0.002 \text{ (untuk } f_y = 240\text{mpa)} \quad (3.116)$$

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ (untuk } f_y \text{ selain } 240\text{mpa)} \quad (3.117)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_{c}} \quad (3.118)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad (3.119)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \quad (3.120)$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot s \quad (3.121)$$

### 3.3.9 Penggambaran teknik

Menggambar hasil modifikasi perencanaan struktur menggunakan program bantu.

## **BAB IV**

### **HASIL PERENCANAAN**

#### **4.1 Preliminary Desain**

*Preliminary* desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung.

##### **4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk Beton Basement**

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk  $f_y$  selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 f_y/700)$ . Direncanakan menggunakan tulang  $f_y=420$  Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok induk memanjang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{8000}{16} = 500 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 40/60 cm

- Balok induk melintang

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{7000}{16} = 437,5 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2 \times 600}{3} = 400 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi balok induk melintang sebesar 40/60 cm.

##### **4.1.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak Beton Lantai 1**

Tinggi minimum balok anak direncanakan sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk  $f_y$  selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 f_y/700)$ . Direncanakan menggunakan tulang  $f_y = 420$  Mpa, sehingga dimensi balok induk direncanakan:

- Balok anak

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{8000}{21} = 380,95 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2 \times 400}{3} = 266.667 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

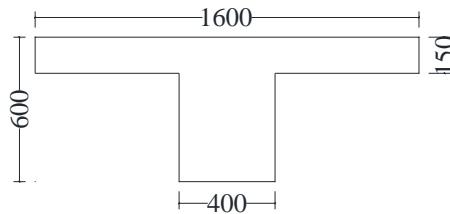
Direncanakan dimensi balok induk memanjang sebesar 30/40 cm.

#### 4.1.3 Perencanaan Dimensi Tebal Pelat Beton Lantai 1

Direncanakan tebal pelat 15 cm dan ukuran balok 40/60 cm.

Perhitungan lebar efektif:

1.  $be1 = L/4 = 800/4 = 200$
2.  $be2 = bw + 8t = 40 + 8 \times 15 = 160$
3.  $be3 = bw + \frac{1}{2}S = 40 + 0.5 \times 260 = 170 \text{ cm}$



Gambar 4.1 Potongan Penampang Balok Induk 40/60 cm

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{160}{40} - 1 \right) \left( \frac{15}{60} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{15}{60} \right) + 4 \left( \frac{15}{60} \right)^2 + \left( \frac{160}{40} - 1 \right) \left( \frac{15}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{160}{40} - 1 \right) \left( \frac{15}{60} \right)}$$

$$k = 1,77$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} k x b x h^3$$

$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,77 \times 40 \times 60^3$$

$$I_{balok} = 1274400 \text{ cm}^4$$

$$I_{pelat} = b s x \frac{t^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 800 \times \frac{15^3}{12}$$

$$I_{pelat} = 225000 \text{ cm}^4$$



$$\alpha m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1274400}{225000} = 5,664 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$h_{min} = \frac{Ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

$$h_{min} = \frac{800(0,8 + \frac{420}{1400})}{36 + 9\left(\frac{800}{260}\right)}$$

$$h_{min} = 13,81 \text{ cm}$$

Tebal pelat yang direncanakan 15 cm telah memenuhi syarat sehingga tebal 15 cm dapat digunakan.

#### **4.1.4 Perencanaan Dimensi Kolom Basement**

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

## 1. Beban Mati

Tabel 4.1 Beban Mati Keseluruhan Bangunan

Jenis	b (m)	l (m)	h	n	Total	Pengali	Berat (kg)
Aspal	7	8	x	1	56	28	1568
Plafon+Penggantung	7	8	x	15	840	18	15120
MEP	7	8	x	15	840	25	21000
Spesi	7	8	x	14	784	21	16464
Keramik	7	8	x	14	784	24	18816
Beton pelat (bondek)	7	8	0.11	15	92.4	2400	221760
Bondek	7	8	x	15	840	10.1	8484
Balok Memanjang	7	8	x	15	840	137	115080
Balok Melintang	7	8	x	15	840	137	115080
Kolom Beton (CFT)	0.7	0.7	4	5	9.8	2400	23520
Kolom Beton (CFT)	0.6	0.6	4	5	7.2	2400	17280
Kolom Beton (CFT)	0.55	0.55	4	5	6.05	2400	14520
Kolom Baja (CFT)		0.0744	4	5	1.488	7850	11680.8
Kolom Baja (CFT)		0.0632	4	5	1.264	7850	9922.4
Kolom Baja (CFT)		0.0576	4	5	1.152	7850	9043.2
Beton Basement	7	8	0.15	1	8.4	2400	20160
Balok Basement Memanjang	7	8	0.24	1	13.44	2400	32256
Balok Basement Melintang	7	8	0.24	1	13.44	2400	32256
TOTAL							704010.4

## 2. Beban Hidup

Tabel 4.2 Beban Hidup Keseluruhan Bangunan

Jenis	b (m)	l (m)	h	n	Total	Pengali	Berat (kg)
Atap	7	8	x	1	56	97.89	5481.84
Lantai	7	8	x	14	784	195.78	153491.52
TOTAL							158973.36

## 3. Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_D + 1,6 q_L = 1099169,86 \text{ kg}$$

## 4. Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

$$A = \frac{W}{\phi f'_c} = \frac{1099169,86}{0,65 \times 40 \times 9,81} = 4309,45 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{4309,45} = 65,64 \approx 100 \text{ cm}$$

Direncanakan dimensi kolom 100/100 cm.

#### 4.1.5 Perencanaan Dimensi Shearwall Basement

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm.

$$T \geq H/25 = 4000/25 = 160 \text{ mm}$$

$$T \geq L/25 = 8000/25 = 320 \text{ mm} \approx 350 \text{ mm}$$

Direncanakan tebal dinding geser sebesar 350 mm.

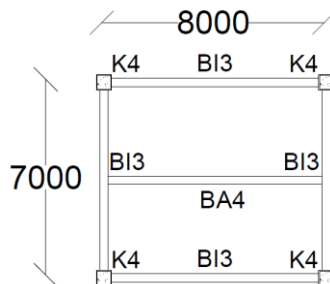
### 4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

#### 4.2.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Gedung

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK®. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Mutu baja tulangan U-48 ( $f_y = 4800 \text{ kg/cm}^2$ )
- Bondex dengan satu baris penyangga.

##### 4.2.1.1 Pelat Lantai Atap



Gambar 4.2 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013.

- Beban Mati (PPIUG1983)

- Berat aspal (2 cm)  $2 \times 14 = 28 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafon + penggantung  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat *ducting* dan *plumbing*  $= 25 \text{ kg/m}^2 +$   
 $q_d = 71 \text{ kg/m}^2$

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)

- Lantai atap  $q_l = 97,89 \text{ kg/m}^2$

- Beban Berguna

- $Q_u = q_d + q_l = 71 + 97,89 = 168,89 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

- Data-data Perencanaan Pelat Bondex

- Bentang = 3,5 m
- Beban berguna =  $200 \text{ kg/m}^2$

Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 11 cm, dan tulangan negatif  $A_s = 2,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  menggunakan satu baris penyangga.

- Menentukan tulangan negatif

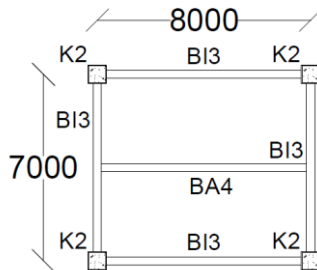
- Luas Penampang Kawat  $= 2,9 \times \frac{4800}{5000} = 2,8$
- Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M6-100 mm ( $A_s = 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Sehingga, dipasang tulangan negatif M6-100 mm.

Tabel 4.3 Rekapitulasi Penulangan Pelat Atap

No	Bentang (m)	Tulangan (mm)	Jarak (mm)	Tebal (mm)
1	3.5	M6	100	11
2	2.3	M4	75	9

#### 4.2.1.2 Pelat Lantai Apartemen



Gambar 4.3 Pelat Lantai Apartemen

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan PPIUG 1983.

- Beban Mati (PPIUG1983)
  - Berat spesi (1 cm)  $1 \times 21 = 21 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik (1 cm)  $1 \times 24 = 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafon + penggantung  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat dinding  $= 100 \text{ kg/m}^2$
  - Berat ducting dan plumbing  $= 25 \text{ kg/m}^2 +$
$$q_d = 188 \text{ kg/m}^2$$
- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
  - Lantai apartemen  $q_l = 195,78 \text{ kg/m}^2$
- Beban Berguna
  - $Q_u = q_d + q_l = 188 + 195,78 = 383,78 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

- Data-data Perencanaan Pelat Bondek

- Bentang = 3,5 m
- Beban berguna =  $400 \text{ kg/m}^2$

Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 11 cm, dan tulangan negative  $A_s = 4,09 \text{ cm}^2/\text{m}$  menggunakan satu baris penyangga.

- Menentukan tulangan negatif

- Luas Penampang Kawat  $= 4,09 \times \frac{4800}{5000} = 3,9$

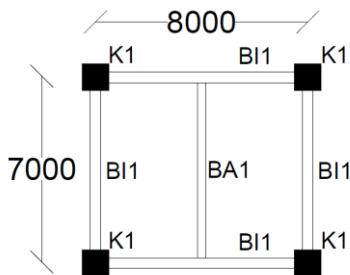
- Dari Tabel Wiremesh produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M10-200 mm ( $A_s = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ )  
Sehingga, dipasang tulangan negatif M10-200 mm.

Tabel 4.4 Rekapitulasi Penulangan Pelat Lantai Apartemen

No	Bentang (m)	Tulangan (mm)	Jarak (mm)	Tebal (mm)
1	3.5	M10	200	11
2	2.3	M10	325	9

#### 4.2.1.3 Pelat Lantai Beton Bertulang Lantai 1

Denah pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.4



Gambar 4.4 Pelat Lantai 1 yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
  - Berat beton ( $0.15 \times 2400$ )  $= 360 \text{ kg/m}^2$
  - Berat spesi 1 cm  $= 21 \text{ kg/m}^2$
  - Berat keramik  $= 24 \text{ kg/m}^2$
  - Berat plafon + penggantung ( $11+7$ )  $= 18 \text{ kg/m}^2$
  - Berat dinding  $= 100 \text{ kg/m}^2$
  - Berat MEP  $= 25 \text{ kg/m}^2$

$$q_d = 548 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup

- Lantai

$$q_l = 195,78 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Berfaktor

$$\begin{aligned} Q_U &= 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l \\ &= 1,2 \cdot 548 + 1,6 \cdot 195,785 = 970,856 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Data-data Perencanaan Pelat Beton Bertulang

Tebal pelat = 150 mm

Selimut beton = 20 mm

$L_x = 400 \text{ cm}$

$L_y = 700 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{700}{400} = 1,75 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,835 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0034

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$dx$  = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx = 150 - 20 - (0,5 \times 10) = 125 \text{ mm}$$

$dy$  = tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$dy = 150 - 20 - 10 - (0,5 \times 10) = 115 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$Mlx = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 970,856 \cdot 4^2 \cdot 40 \\ = 621,347 \text{ kgm}$$

$$Mtx = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 970,856 \cdot 4^2 \cdot 82 \\ = -1273,763 \text{ kgm}$$

$$Mly = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 970,856 \cdot 7^2 \cdot 13 \\ = 618,435 \text{ kgm}$$

$$Mty = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 970,856 \cdot 7^2 \cdot 57 \\ = -2711,6 \text{ kgm}$$

- Perhitungan Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1273,763 \times 1000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 125^2} = 0,9057$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,9057}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00219$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 125 = 470,57 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{470,57} = 168,81 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D10 –100

- Perhitungan Penulangan Tumpuan dan Lapangan Arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{2711,6 \times 1000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 115^2} = 2,27$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 2,27}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00331$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0037 \times 1000 \times 115 = 432,93 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{432,93} = 181,32 \text{ mm}$$



Sehingga digunakan tulangan lentur D10 - 150.

Tabel 4.5 Rekapitulasi Penulangan Pelat

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
P1	Lx = 400 cm	D10 - 100 mm	D10 - 150 mm
	Ly = 700 cm		
P2	Lx = 250 cm	D10 - 150 mm	D10 - 200 mm
	Ly = 400 cm		
P3	Lx = 290 cm	D10 - 200 mm	D10 - 200 mm
	Ly = 350 cm		
P4	Lx = 350 cm	D10 - 200 mm	D10 - 200 mm
	Ly = 400 cm		

#### 4.2.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

##### 4.2.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14

$W = 94,3 \text{ kg/m}$        $r = 22 \text{ mm}$        $bf = 299 \text{ mm}$

$A = 120,1 \text{ cm}^2$        $Zx = 1846 \text{ cm}^3$        $fy = 250 \text{ Mpa}$

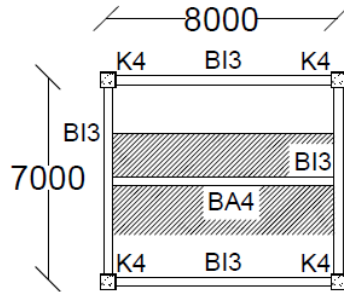
$t_w = 9 \text{ mm}$        $iy = 7,21 \text{ cm}$        $fu = 410 \text{ Mpa}$

$t_f = 14 \text{ mm}$        $Ix = 33700 \text{ cm}^4$

$d = 386 \text{ mm}$        $Iy = 6240 \text{ cm}^4$

$h = 386 - 2(14 + 22)$

$= 314 \text{ mm}$



Gambar 4.5 Balok Anak Lantai Atap

## a. Pembebanan pada Balok Anak Lantai Atap

## • Beban Mati (PPIUG1983)

- Berat pelat bondek 10,1 x 3,5 = 35,35 kg/m
- Berat aspal (2cm) 2 x 14 x 3,5 = 98 kg/m
- Berat beton (11 cm) 0,11 x 2400 x 3,5 = 924 kg/m
- Berat plafond + penggantung (11 + 7) x 3,5 = 63 kg/m
- Berat ducting dan plumbung 25 x 3 = 87,5 kg/m
- Berat profil = 94,3 kg/m +
- $q_d = 1302,15 \text{ kg/m}$
- Sambungan (10%) = 130,215 kg/m +
- $q_d = 1432,36 \text{ kg/m}$

## • Beban Hidup (SNI 1727-2013)

- $q_l = 3,5 \text{ m} \times 97,89 \text{ kg/m}^2 = 342,61 \text{ kg/m}$

## • Beban Berguna

- $Q_u = 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l$   
 $= 1,2 \cdot 1432,36 + 1,6 \cdot 342,61 = 2267,02 \text{ kg/m}$

## b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai Atap

## • Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2267,02 \times 8^2$$

$$= 18136,176 \text{ kg.m}$$

## • Gaya Geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2267,02 \times 8$$

$$= 9068,088 \text{ kg}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(14)} = 10,67$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10,67 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{9} = 34,9$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,9 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1846 = 4615000 \text{ kg.cm} = 46150 \text{ kg.m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 46150$$

$$= 41535 \text{ kg.m} > 18136,176 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$$L_p = 358,916 \text{ cm}$$

$$L_r = 1056,783 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah.}$$

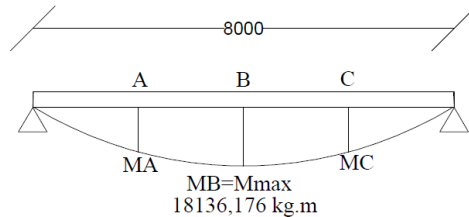
- Bentang Menengah, maka

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

- Reaksi Perletakan

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{2267,02 \times 8}{2} \\
 &= 9068,08 \text{ kg} \\
 M_{\max} &= 18136,176 \text{ kg.m} \\
 V_u &= 9068,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Diagram Momen Balok Anak

$$\begin{aligned}
 M_A &= M_C \\
 &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) \\
 &= 9068,08 \times 2 - 2267,02 \times 2 \times 1 \\
 &= 132602,13 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= M_{\max} \\
 &= 18136,176 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$Cb = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$Cb = \frac{12,5 \times 18136,176}{2,5 \times 18136,176 + 3 \times 132602,13 + 4 \times 18136,176 + 3 \times 132602,13} \leq 2,3$$

$$Cb = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow Cb = 1,13$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 1286 \cdot 1846 = 4615000 \text{ kg.cm} \\
 &= 46150 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= 1.13 \left[ 4615000 - (4615000 - 0,7 \times 2500 \times 1740) \left( \frac{800 - 358,916}{936,253 - 358,916} \right) \right] \\
 &= 4116690,776
 \end{aligned}$$

$$M_n = 4116690,776 \text{ kg.cm} < M_p \text{ maka dipakai } M_n$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 4116690,776 \\ = 37050,21 \text{ kg.m} \geq 18136,176 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = 34,89 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 34,89 < 63,35 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w \\ = 0,6 \times 2500 \times (38,6 \times 0,9) = 52110 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 52110 \text{ kg} \\ = 46899 \text{ kg} > 9068,088 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Lendutan

$$- L = 800 \text{ cm}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$- f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \\ = 1,4 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,4 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Tabel 4.6 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Atap

Tipe Balok	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA1	8	3,5	WF 400x300x9x14
BA2	8	2,3	WF 400x300x9x14

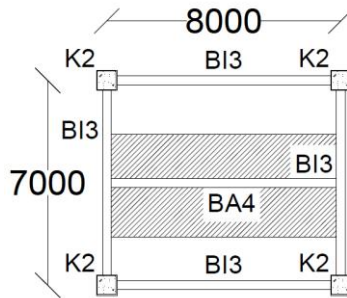
#### 4.2.2.2 Balok Anak Lantai Apartemen

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 9 x 14

$$W = 94,3 \text{ kg/m} \quad r = 22 \text{ mm} \quad bf = 299 \text{ mm}$$

$$A = 120,1 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 1846 \text{ cm}^3 \quad f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 t_w &= 9 \text{ mm} & i_y &= 7,21 \text{ cm} & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 t_f &= 14 \text{ mm} & I_x &= 33700 \text{ cm}^4 \\
 d &= 386 \text{ mm} & I_y &= 6240 \text{ cm}^4 \\
 h &= 386 - 2(14 + 22) \\
 &= 314 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.7 Balok Anak Lantai Apartemen

## a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

## • Beban Mati (PPIUG1983) :

- Berat pelat bondek 10,1 x 3,5 = 35,35 kg/m
- Berat spesi (1 cm) 1 x 22 x 3,5 = 73,5 kg/m
- Berat beton (11 cm) 0,11 x 2400 x 3,5 = 924 kg/m

- Berat plafond + penggantung (11 + 7) x 3,5 = 63 kg/m

- Berat ducting dan plumbing 25 x 3,5 = 87,5 kg/m

- Berat keramik 24 x 3,5 = 84 kg/m

- Berat profil = 94,3 kg/m +

$$q_d = 1361,65 \text{ kg/m}$$

- Sambungan (10%) = 136,165 kg/m +

$$q_d = 1497,81 \text{ kg/m}$$

## • Beban Hidup (SNI 1727-2013) :

- $q_l = 3,5 \text{ m} \times 195,78 \text{ kg/m}^2 = 685,23 \text{ kg/m}$

## • Beban Berguna :

$$\begin{aligned}
 - Q_U &= 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l \\
 &= 1,2 \cdot 1497,81 + 1,6 \cdot 685,23 = 2893,746 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai Atap

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2893,746 \times 8^2 \\
 &= 23149,96 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Gaya Geser yang terjadi

$$\begin{aligned}
 V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2893,746 \times 8 \\
 &= 11574,98 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(14)} = 10,678$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10,678 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{9} = 34,89$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,89 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1846 = 4615000 \text{ kg.cm} \\
 &= 46150 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 46150$$

$$= 41535 \text{ kg.m} > 23149,96 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$$L_p = 358,916 \text{ cm}$$

$$L_r = 1056,783 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$  Bentang Menengah.

- Bentang Menengah, maka

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

- Reaksi Perletakan

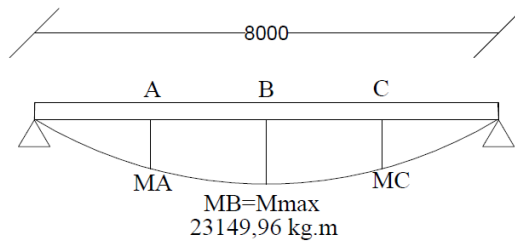
$$R_A = R_B = \frac{qu.l}{2}$$

$$= \frac{2893,746 \times 8}{2}$$

$$= 11574,98 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 23149,96 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 11574,98 \text{ kg}$$



Gambar 4.8 Diagram Momen Balok Anak

$$M_A = M_C$$

$$= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8)$$

$$= 11574,98 \times 2 - 2893,74 \times 2 \times 1$$

$$= 17362,476 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\max}$$

$$= 23149,968 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$



$$Cb = \frac{12,5 \times 23149,968}{2,5 \times 23149,968 + 3 \times 17362,476 + 4 \times 23149,968 + 3 \times 17362,476} \leq 2,3$$

$$Cb = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow Cb = 1,13$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 1286 \cdot 1846 = 4615000 \text{ kg.cm}$$

$$= 46150 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 1,13 \left[ 4615000 - (4615000 - 0,7 \times 2500 \times 1740) \left( \frac{800 - 358,916}{936,253 - 358,916} \right) \right] = 4116690,776$$

$M_n = 4116690,776 \text{ kg.cm} < M_p$  maka dipakai  $M_n$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 41791,77$$

$$= 37612,59 \text{ kg.m} \geq 23149,968 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = 34,89 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 34,89 < 63,35 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (38,6 \times 0,9) = 52110 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 52110 \text{ kg}$$

$$= 46899 \text{ kg} > 11574,98 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Lendutan

$$- L = 800 \text{ cm}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$- f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x}$$

$$= 1,72 \text{ cm}$$

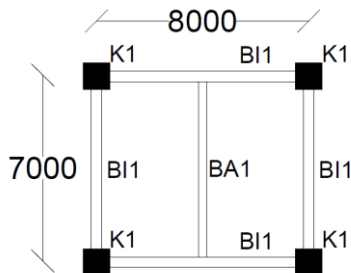
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,72 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Tabel 4.7 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Apartemen

Tipe Balok	Bentang		Profil yang digunakan
	Panjang Balok	Jarak Antar Balok	
	(m)	(m)	
BA1	8	3,5	WF 400x300x9x14
BA2	8	2,3	WF 400x300x9x14

#### 4.2.2.3 Balok Anak Beton Bertulang

Konfigurasi balok anak yang direncanakan dengan bentang 7 m.



Gambar 4.9 Balok Anak yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ini menggunakan SNI 1727-2013.

- **Beban Mati**
  - Berat pelat (0,15 x 2400) = 360 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat keramik = 24 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat plafon + penggantung (11+7) = 18 kg/m<sup>2</sup>
  - Berat MEP = 25 kg/m<sup>2</sup> +
- $q_d = 448 \text{ kg/m}^2$
- Berat sendiri balok (0,3x0,4x2400) = 288 kg/m
- **Beban Hidup**
- Lantai  $q_l = 195,785 \text{ kg/ m}^2$

- Gaya Dalam pada Balok Anak

$$\text{Mu tumpuan} = R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8)$$

$$= \frac{1}{2} \times 1196,5 \times 7 \times \left(\frac{7}{4}\right) - 1196,5 \times \left(\frac{7}{4}\right) \times \left(\frac{7}{8}\right)$$

$$= 5496,2 \text{ kg.m}$$

$$\text{Mu lapangan} = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1196,5 \times 8^2$$

$$= 7328,3 \text{ kg.m}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \times 1196,5 \times 7$$

$$= 4187,6 \text{ kg}$$

Data-data perencanaan balok anak beton:

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan longitudinal = 22 mm,  $A_s = 3,801 \text{ cm}^2$

Diameter tulangan sengkang = 13 mm,  $A_s = 1,327 \text{ cm}^2$

$b = 300 \text{ mm}$

$h = 400 \text{ mm}$

Selimut beton = 40 mm

$d = h - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ tulangan longitudinal} - \text{tulangan sengkang}$

$$d = 400 - 40 - (0,5 \times 22) - 13 = 336 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0037

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,35$$

- Perhitungan tulangan positif tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{5496,2 \times 10000}{0,9 \cdot 300 \cdot 336^2} = 0,54$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,54}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0012$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0037 \times 300 \times 336 = 379,47 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{379,47}{380,1327} = 0,998 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan negatif tumpuan

$$As_{min} = \frac{1}{2} As = \frac{379,47}{2} = 189,73 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{189,73}{380,1327} = 0,499 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan positif lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{7328,3 \times 10000}{0,9 \cdot 300 \cdot 336^2} = 0,721$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,721}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0017$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0037$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0037 \times 300 \times 336 = 379,47 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{379,47}{380,13} = 0,998 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D22

- Perhitungan tulangan negatif lapangan

$$As_{min} = \frac{1}{2} As = \frac{379,47}{2} = 189,73 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{168}{380,13} = 0,499 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan tulangan geser

$$Vu = 4187,6 \text{ kg}$$

$$Vs = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} bd = \frac{1}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 = 212505,06 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bd = \frac{1}{6} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 336 = 106252,53 \text{ N}$$

$$\phi(Vc + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} bd) = 0.6 \left( 106252,53 + \frac{\left( \frac{2}{3} \sqrt{34} \cdot 300 \cdot 336 \right)}{10} \right)$$

$$\phi \left( Vc + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} bd \right) = 318757,59 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \phi \left( Vc + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} bd \right) \text{ (OK)}$$

$$\phi(Vc) = 0,6(106252,53) = 63751,518 \text{ kg}$$

$$\phi(Vc + Vs) = 0.6(106252,53 + 212505,06) = 191254,55 \text{ kg}$$

$$\phi(Vc) < V < \phi(Vc + Vs) \rightarrow \text{memenuhi kategori 3}$$

$$\text{Syarat Smaks} < d/2 = 336/2 = 168 \text{ mm}$$

$$Av = 2 \times 132,73 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{265,46 \cdot 420 \cdot 336}{212505,06} = 203,51 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2D13 - 100 mm

Tabel 4.8 Rekapitulasi Balok Anak Beton Bertulang

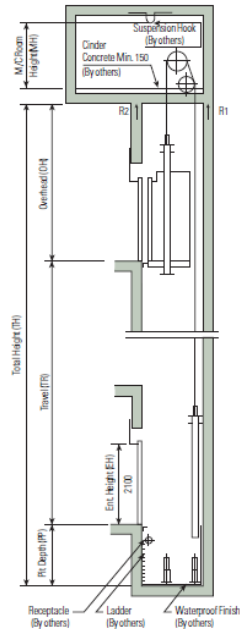
Tipe Balok	Tumpuan		Sengkang	Lapangan		Sengkang
	Serat Bawah	Serat Atas		Serat Bawah	Serat Atas	
BA 1	2D22	3D22	D13 - 100 mm	3D22	2D22	D13 - 250 mm
BA 2	2D22	3D22	D13 - 100 mm	3D22	2D22	D13 - 250 mm
BA 3	2D22	3D22	D13 - 100 mm	3D22	2D22	D13 - 250 mm

#### 4.2.3 Perencanaan Balok *Lift*

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 17 Orang / 1150 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 3 Car : 7850 x 2030 mm<sup>2</sup>
- Dimensi sangkar (*Car size*)
  - Internal : 2000 x 1350 mm<sup>2</sup>
  - Eksternal : 2100 x 1520 mm<sup>2</sup>
- Dimensi ruang mesin (3 Car) : 8300 x 3800 mm<sup>2</sup>
- Beban reaksi ruang mesin :
- $R_1 = 6600 \text{ kg}$
- $R_2 = 5100 \text{ kg}$



Gambar 4.11 Potongan Melintang *Lift*

#### 4.2.3.1 Balok Penggantung *Lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 600 x 300 x 12 x 20

$$W = 151 \text{ kg/m}$$

$$h = 588 \text{ 2(20+28)}$$

$$Z_x = 4309 \text{ cm}^3$$

$$i_y = 24.8 \text{ cm}$$

$$t_f = 20 \text{ mm}$$

$$d = 588 \text{ mm}$$

$$r = 28 \text{ mm}$$

$$A = 192,5 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$I_x = 118000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 9020 \text{ cm}^4$$



a. Pembebanan pada balok penggantung lift

- Beban Mati

$$\begin{aligned}
 & - \text{Berat profil} && = 151 \text{ kg/m} \\
 & - \text{Sambungan (10\%)} && = 15,1 \text{ kg/m} + \\
 & && q_d = 166,1 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban Berguna

$$\begin{aligned}
 & - Q_U = 1,4 \cdot q_d \\
 & \quad = 1,4 \cdot 166,1 && = 232,554 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

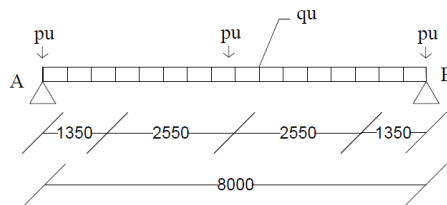
- Beban Terpusat Lift

Pada pasal 4.7 *Impact Load* RSNI-03-1727-2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan batas lendutan, atau spesifikasi teknik dari pembuat.

$$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 100\%) = 6600 \times (1 + 100\%) = 13200 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 100\%) = 5100 \times (1 + 100\%) = 10200 \text{ kg}$$

b. Perhitungan Gaya Dalam yang terjadi pada Balok Penumpu Lift



Gambar 4.12 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan

$$\begin{aligned}
 R_A = R_B &= \frac{3P_u + q_u \cdot l}{2} \\
 &= \frac{13200 \times 3 + 232,554 \times 8}{2} \\
 &= 20730 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned} M_u &= (20730 \times 4) - (13200 \times 2,55) - (1/2 \times 232,5 \times 8^2) \\ &= 41819,36 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Gaya Geser yang terjadi

$$V_U = R_a = 20730 \text{ kg}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{300}{2.20} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,5 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{11} = 41$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 41 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 4309 = 10772500 \text{ kg.cm} \\ &= 107725 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 107725$$

$$= 96952,5 \text{ kg.m} \geq 41819,36 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

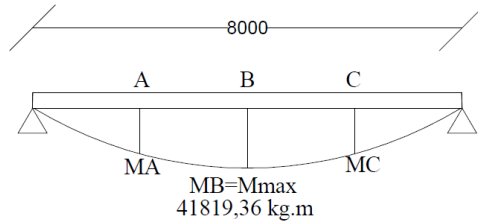
$$L_p = 341 \text{ cm}$$

$$L_r = 1003,9 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah.}$$

- Bentang Menengah, maka

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$



Gambar 4.13 Diagram Momen Balok Penggantungan Lift

$$\begin{aligned} M_A &= M_C \\ &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) - P_{u1} \times (L/4 - 1,35) \\ &= 20730 \times 2 - 232,54 \times 2 \times 1 - 13200 \times 0,65 \\ &= 29159,68 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= M_{Max} \\ &= 41819,36 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 41819,36}{2,5 \times 41819,36 + 3 \times 29159,68 + 4 \times 41819,36 + 3 \times 29159,68} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,17 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,17$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 4309 \cdot 2500 = 10772500 \text{ kg.cm} \\ &= 107725 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1,17 \left[ 10772500 - (10772500 - 0,7 \times 2500 \times 601) \left( \frac{800 - 341}{1000,9 - 341} \right) \right] \\ &= 4728873,26 \end{aligned}$$

$$M_n = 4728873,26 \text{ kg.cm} < M_p \text{ maka dipakai } M_n$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned}\phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 4728873,26 \\ &= 42559,85 \text{ kg.m} \geq 41819,36 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK} !\end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{11} = 41 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 41 < 63,356 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned}\text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (58,8 \times 1,2) = 105840 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,9 \times 105840 \text{ kg} \\ &= 95256 \text{ kg} \geq 20730 \text{ kg} \rightarrow \text{OK} !\end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$- L = 800 \text{ cm}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}- f^o &= \frac{5(q)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{(P)l^3}{48 EI_x} + \frac{Pa}{24 EI_x} (3l^2 - 4a^2) \\ &= 0,65 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,65 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm} \rightarrow \text{OK} !$$

#### 4.2.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Apartemen El Centro ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari bondek.

##### 4.2.4.1 Tangga Lantai Apartemen

- Tinggi antar lantai	= 400 cm
- Panjang bordes	= 350 cm
- Panjang tangga	= 360 cm
- Lebar tangga	= 165 cm
- Lebar injakan (i)	= 30 cm
- Tinggi injakan (t)	= 17 cm
- Lebar pegangan tangga	= 20 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga :

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^{\circ} < a < 40^{\circ}$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga

- Tinggi injakan (t) = 17 cm

- Jumlah tanjakan =  $\frac{(400/2)}{17}$  = 12 buah

- Jumlah injakan (n) = 12 - 1 = 11 buah

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

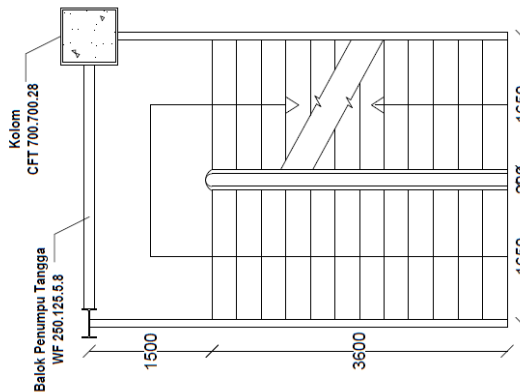
$$60 \text{ cm} \leq (64) \leq 65 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

- Lebar bordes = 150 cm

- Lebar tangga = 165 cm

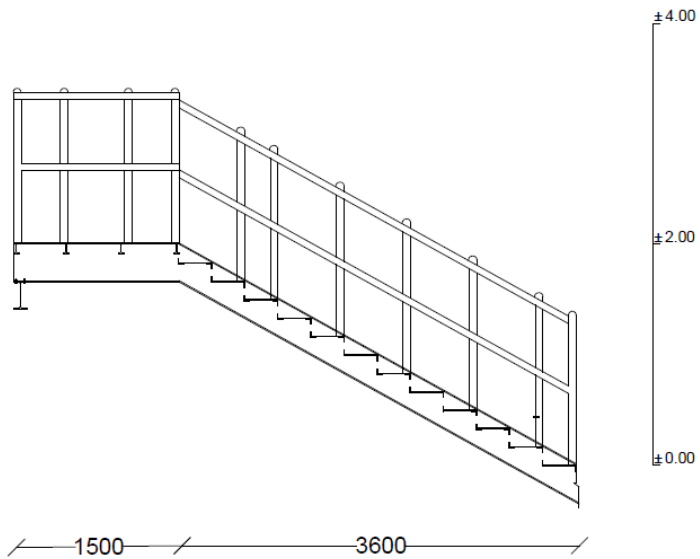
- a =  $\text{arc tg} \left( \frac{400/2}{360} \right)$  =  $29^{\circ}$

$$25^{\circ} < 29^{\circ} \leq 40^{\circ} \rightarrow \text{OK !}$$



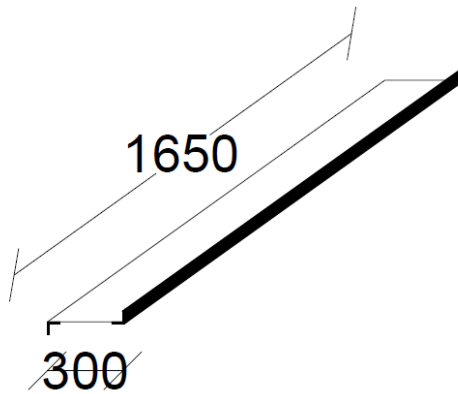
Gambar 4.14 Denah Tangga

#### 4.2.4.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga



Gambar 4.15 Potongan Memanjang Tangga

Tebal pelat	= 5 mm
Berat jenis baja	= 7850 kg/m <sup>3</sup>
Mutu baja BJ 41 → $f_y$	= 2500 kg/cm <sup>2</sup>
$f_u$	= 4100 kg/cm <sup>2</sup>



Gambar 4.16 Pelat Anak Tangga

## a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

## • Beban Mati :

- Pelat  $0,005 \times 7850 \times 0,3$   $= 11,77 \text{ kg/m}$   
 $= 11,77 \text{ kg/m}$
- Sambungan (10%)  $= 1,177 \text{ kg/m} +$   
 $q_d = 12,947 \text{ kg/m}$

## • Beban Hidup :

- Tangga  $488,44 \times 0,3$   $= 146,532 \text{ kg/m}$
- Orang  $= 100 \text{ kg}$

## b. Gaya Dalam yang terjadi

## • Momen yang terjadi

- $M_D = \frac{1}{8} \times q_d \times L^2 = \frac{1}{8} \times 12,947 \times 0,3^2$   
 $= 0,145 \text{ kg.m}$
- $M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 146,532 \times 0,3^2$   
 $= 1,648 \text{ kg.m}$
- $M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 100 \times 0,3$   
 $= 7,5 \text{ kg.m}$

Maka, yang menentukan :

$$M_D = 0,145 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 7,5 \text{ kg.m}$$

• Kombinasi Pembebanan

$$Mu = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 0,145 + 1,6 \times 7,5 = 12,174 \text{ kg.m}$$

c. Kontrol Pelat

• Kontrol Momen Lentur

$$\begin{aligned} - Z_x &= \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 165 \times 0,5^2 \\ &= 10,312 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - Mn &= Z_x \cdot fy \\ &= 10,312 \cdot 2500 = 25781,25 \text{ kg.cm} \\ &= 257,8125 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 257,8125 \\ &= 232,031 \text{ kg.m} \geq 12,174 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !} \end{aligned}$$

• Kontrol Lendutan

$$- L = 30 \text{ cm}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,08 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - I_x &= 1/12 \times b \times h^3 \\ &= 1/12 \times 165 \times 0,5^3 \\ &= 1,718 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$- f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right] + \left[ \frac{1}{48} \times \frac{P \cdot L^3}{E \cdot I_x} \right]$$

$$- f^0 = \left[ \frac{5}{384} \times \frac{(0,12947) \cdot 30^4}{2000000 \cdot 1,718} \right] + \left[ \frac{1}{48} \times \frac{100 \cdot 30^3}{2000000 \cdot 1,718} \right]$$

$$- f^0 = 0,0003 + 0,016 = 0,0163$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0163 \text{ cm} < 0,08 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Sehingga pelat dengan tebal 5 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga.



#### 4.2.4.3 Perencanaan Penyangga Pelat Injak

Penyangga pelat injak direncanakan dengan panjang 1,65 m. Potongan melintang penyangga pelat injak dapat dilihat pada Gambar 4.17



Gambar 4.17 Potongan Melintang Penyangga Pelat Injak

Penyangga pelat injak direncanakan dengan profil siku 60x60x10, dengan data sebagai berikut:

$$\begin{array}{ll} W &= 8,69 \text{ kg/m} & A &= 11,1 \text{ cm}^2 \\ b &= 60 \text{ mm} & tw = d &= 10 \text{ mm} \\ ix = iy &= 1,78 \text{ cm} & Ix = Iy &= 34,9 \text{ cm}^4 \end{array}$$

Bahan :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$L \text{ profil} = 1,65 \text{ m}$$

##### a. Perencanaan Pembebanan Pelat Siku

###### • Beban Mati (1/2 lebar injakan) :

$$\begin{array}{ll} \text{- Profil siku} &= 8,69 \text{ kg/m} \\ \text{- Pelat } 0,005 \times 7850 \times 0,3/2 &= 5,887 \text{ kg/m} + \\ &q_d = 14,577 \text{ kg/m} \\ \text{- Sambungan (10\%)} &= 1,457 \text{ kg/m} + \\ &q_d = 16,035 \text{ kg/m} \end{array}$$

###### • Beban Hidup (1/2 lebar injakan) :

$$\begin{array}{ll} \text{- Tangga } 488,44 \times 0,3/2 &= 73,26 \text{ kg/m} \\ \text{- Orang} &= 100 \text{ kg} \end{array}$$

## b. Gaya Dalam yang terjadi

## • Momen yang terjadi

$$M_d = \frac{1}{8} \times q_d \times L^2 = \frac{1}{8} \times 14,577 \times 1,65^2$$

$$= 5,456 \text{ kg.m (akibat } q_d)$$

$$M_l = \frac{1}{4} \times p_l \times L = \frac{1}{4} \times 100 \times 1,65$$

$$= 41,25 \text{ kg.m (akibat } p_l) \text{ (menentukan)}$$

$$M_i = \frac{1}{8} \times q_l \times L^2 = \frac{1}{8} \times 73,26 \times 1,65^2$$

$$= 24,93 \text{ kg.m (akibat } q_l)$$

## • Gaya Geser yang terjadi

$$- V_d = \frac{1}{2} \times q_d \times L = \frac{1}{2} \times 14,577 \times 1,65$$

$$= 13,229 \text{ kg (akibat } q_d)$$

$$- V_l = \frac{1}{2} \times 2 \times p_l = \frac{1}{2} \times 100 \times 1,65$$

$$= 100 \text{ kg (akibat } p_l)$$

$$• M_u = 1,2 \cdot M_d + 1,6 \cdot M_l$$

$$= 1,2 \cdot 5,456 + 1,6 \cdot 41,25$$

$$= 72,54 \text{ kg/m}$$

$$• V_u = 1,2 \cdot V_d + 1,6 \cdot V_l$$

$$= 1,2 \cdot 13,229 + 1,6 \cdot 100$$

$$= 175,874 \text{ kg}$$

## c. Kontrol Penampang Profil

## • Kontrol Momen Lentur

$$- Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b-e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times (e - \frac{d}{2})$$

$$- Z_x = (60 - 1,85) \times 10 \times \frac{60-1,85}{2} + 1,85 \times 10 \times \frac{1,85}{2} + (60 - 10) \times 10 \times (1,85 - \frac{10}{2})$$

$$- Z_x = 15349,225 \text{ mm}^3 = 15,349 \text{ cm}^3$$

$$- M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 15,349 \cdot 2500 = 38372,5 \text{ kg.cm}$$

$$= 383,725 \text{ kg.m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 383,725$$

$$= 345,35 \text{ kg.m} \geq 72,54 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Lendutan

-  $L = 165 \text{ cm}$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{165}{360} = 0,458 \text{ cm}$$

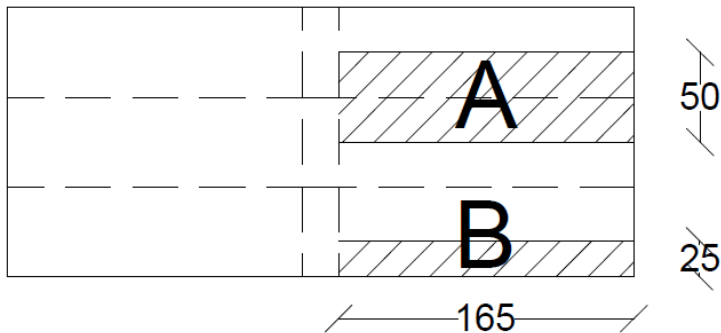
$$- f^0 = \left( \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) + \left( \frac{23}{648} \times \frac{p_l \times L^3}{E \times I_x} \right) = 0,351 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,351 \text{ cm} < 0,458 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Sehingga profil siku 60x60x10 dapat digunakan sebagai penyangga pelat injak.

#### 4.2.4.4 Perencanaan Pelat Bordes

Tebal pelat	= 6 mm
Berat jenis baja	= 7850 kg/m <sup>3</sup>
Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y$	= 2500 kg/cm <sup>2</sup>
$f_u$	= 4100 kg/cm <sup>2</sup>
Jarak antar balok bordes	= 50 cm
Lebar tangga	= 165 cm
Lebar bordes	= 150 cm



Gambar 4.18 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

## a. Perencanaan Pembebanan Pelat Tangga

## • Beban Mati :

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat } 0,006 \times 7850 \times 1,65 &= 77,715 \text{ kg/m} \\
 &= 77,715 \text{ kg/m} \\
 - \text{Sambungan (10\%)} &= 7,771 \text{ kg/m} + \\
 q_d &= 85,486 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

## • Beban Hidup :

$$\begin{aligned}
 - \text{Tangga } 488,44 \times 1,65 &= 805,92 \text{ kg/m} \\
 - \text{Orang} &= 100 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

## • Beban Berguna :

$$\begin{aligned}
 - Q_u &= 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l \\
 &= 1,2 \cdot 85,486 + 1,6 \cdot 805,92 \\
 &= 1392,065 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

## b. Gaya dalam yang terjadi

## • Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 - M_D &= \frac{1}{8} \times q_d \times L^2 = \frac{1}{8} \times 85,486 \times 0,5^2 \\
 &= 2,671 \text{ kg.m} \\
 - M_L &= \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 805,92 \times 0,5^2 \\
 &= 25,185 \text{ kg.m} \\
 - M_{LP} &= \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 100 \times 0,5 \\
 &= 12,5 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Maka, yang menentukan :

$$M_D = 2,671 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 25,185 \text{ kg.m}$$

## • Kombinasi Pembebanan

$$Mu = 1,2M_D + 1,6M_{LP} = 1,2 \times 2,671 + 1,6 \times 25,185 = 43,5 \text{ kg.m}$$

## c. Kontrol Pelat

## • Kontrol Momen Lentur

$$\begin{aligned}
 - Z_X &= \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 165 \times 0,6^2 \\
 &= 14,85 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

- $M_n = Z_x \cdot f_y$   
 $= 14,85 \cdot 2500 = 37125 \text{ kg.cm}$   
 $= 371,25 \text{ kg.m}$
- Cek Kemampuan Penampang  
 $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$   
 $\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 371,25$   
 $= 334,125 \text{ kg.m} \geq 43,5 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$

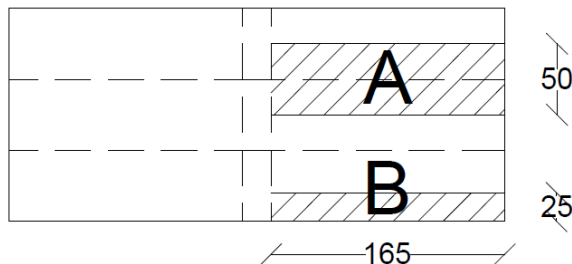
• Kontrol Lendutan

- $L = 50 \text{ cm}$
- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{50}{360} = 0,138 \text{ cm}$
- $I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3$   
 $= \frac{1}{12} \times 165 \times 0,6^3$   
 $= 2,97 \text{ cm}^4$
- $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,122 \text{ cm}$   
 $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,122 \text{ cm} < 0,138 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$

Sehingga pelat dengan tebal 6 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga.

#### 4.2.4.5 Perencanaan Balok Bordes Tangga A

Balok bordes tangga A direncanakan dengan Panjang 1,65 m. Balok bordes tangga A yang direncanakan dapat dilihat Gambar 4.20



Gambar 4.19 Balok Bordes Tangga A

Balok bordes A direncanakan dengan profil WF 100x50x5x7, dengan data sebagai berikut:

W	= 9,3 kg/m	A	= 11,85 cm <sup>2</sup>
bf	= 50 mm	d	= 100 mm
tf	= 7 mm	tw	= 5 mm
r	= 8 mm	ix	= 3,98 cm
iy	= 1,12 cm	Ix	= 187 cm <sup>4</sup>
Iy	= 14,8 cm <sup>4</sup>	Sx	= 37,5 cm <sup>3</sup>
Sy	= 5,91 cm <sup>3</sup>	Zx	= 42 cm <sup>3</sup>
Zy	= 9 cm <sup>3</sup>	h	= d – 2(tf+r)
			= 70 mm
Lp	= 55,75 cm	lr	= 286,93 cm

Bahan :

fy	= 2500 kg/cm <sup>2</sup>
L balok	= 1,65 m
L bentang	= 0,5 m

a. Perencanaan Pembebanan Balok Bordes Tangga A

• Beban Mati :

- Pelat 0,006 x 7850 x 0,5 = 23,55 kg/m
- Profil = 9,3 kg/m +  
= 32,85 kg/m
- Sambungan (10%) = 3,285 kg/m +  
qd = 36,13 kg/m

• Beban Hidup :

- Tangga 488,44 x 0,5 = 244,22kg/m

• Beban Berguna :

- $Q_u = 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l$   
 $= 1,2 \cdot 36,13 + 1,6 \cdot 244,22$   
 $= 434,114 \text{ kg/m}$

b. Gaya Dalam yang terjadi

• Momen yang terjadi

- $M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 434,114 \times 1,65^2$

$$= 147,73 \text{ kg.m (tengah bentang)}$$

$$\begin{aligned} - M_u &= R_a \times \frac{1}{8} \times L - 0,5 \times q_u \times \left(\frac{1}{4}L\right)^2 \\ &= 358,1 \times \frac{1}{8} \times 1,65 - 0,5 \times 434,11 \times \left(\frac{1}{4} \times 1,65\right)^2 \\ &= 110,8 \text{ kg.m (1/4 bentang)} \end{aligned}$$

- Gaya Geser yang terjadi

$$\begin{aligned} - R_a &= R_b = V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 434,11 \times 1,65 \\ &= 358,14 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{50}{2.7} = 3,571$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 3,571 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 14 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka  $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 42 = 105000 \text{ kg.cm} \\ &= 1050 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 147,73 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 165 \text{ cm}$$

$$L_p = 55,754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,93 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$  Bentang Menengah.

- Bentang Menengah, maka

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$\begin{aligned} M_A &= M_C \\ &= 110,8 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= M_{\text{Max}} \\ &= 147,73 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\text{max}}}{2,5 M_{\text{max}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 147,73}{2,5 \times 147,73 + 3 \times 110,8 + 4 \times 147,73 + 3 \times 110,8} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,13$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 42 \cdot 2500 = 105000 \text{ kg.cm} \\ &= 1050 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1,13 \left[ 105000 - (105000 - 0,7 \times 2500 \times 37,5) \left( \frac{165 - 55,754}{286,93 - 55,754} \right) \right] \\ &= 66252,13 \end{aligned}$$

$M_n = 66252,13 \text{ kg.cm} < M_p$  maka dipakai  $M_n$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 66252,13$$

$$= 596,26 \text{ kg.m} \geq 147,73 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 14 < 63,356 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (1,185 \times 0,5) = 1244,25 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1244,25 \text{ kg}$$

$$= 1119,825 \text{ kg} \geq 358,14 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$



- Kontrol lendutan

- $L = 165 \text{ cm}$

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{165}{360} = 0,458 \text{ cm}$

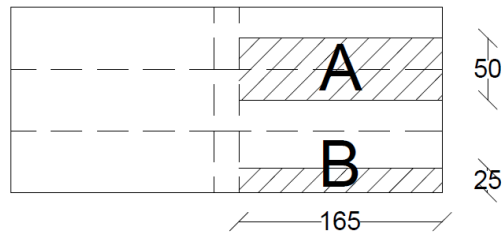
- $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,073 \text{ cm}$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,073 \text{ cm} < 0,458 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Sehingga profil WF 100x50x5x7 digunakan sebagai balok bordes tangga A.

#### 4.2.4.6 Perencanaan Balok Bordes Tangga B

Balok bordes tangga A direncanakan dengan Panjang 1,65 m. Balok bordes tangga B yang direncanakan dapat dilihat Gambar 4.21



Gambar 4.20 Balok Bordes Tangga B

Balok bordes B direncanakan dengan profil WF 100x50x5x7, dengan data sebagai berikut:

W	= 9,3 kg/m	A	= 11,85 cm <sup>2</sup>
bf	= 50 mm	d	= 100 mm
tf	= 7 mm	tw	= 5 mm
r	= 8 mm	ix	= 3,98 cm
iy	= 1,12 cm	Ix	= 187 cm <sup>4</sup>
Iy	= 14,8 cm <sup>4</sup>	Sx	= 37,5 cm <sup>3</sup>
Sy	= 5,91 cm <sup>3</sup>	Zx	= 42 cm <sup>3</sup>
Zy	= 9 cm <sup>3</sup>	h	= d - 2(tf+r)

$$\begin{aligned}
 L_p &= 55,75 \text{ cm} & l_r &= 70 \text{ mm} \\
 & & &= 286,93 \text{ cm} \\
 \text{Bahan :} & & & \\
 f_y &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 L \text{ balok} &= 1,65 \text{ m} \\
 L \text{ bentang} &= 0,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

a. Perencanaan Pembebanan Pelat Tangga

• Beban Mati :

$$\begin{aligned}
 - \text{Pelat } 0,006 \times 7850 \times 0,25 &= 11,77 \text{ kg/m} \\
 - \text{Profil} &= 9,3 \text{ kg/m} + \\
 &= 21,07 \text{ kg/m} \\
 - \text{Sambungan (10\%)} &= 2,107 \text{ kg/m} + \\
 q_d &= 23,182 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

• Beban Hidup :

$$- \text{Tangga } 488,44 \times 0,25 = 122,11 \text{ kg/m}$$

• Beban Berguna :

$$\begin{aligned}
 - Q_u &= 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l \\
 &= 1,2 \cdot 23,182 + 1,6 \cdot 122,11 \\
 &= 223,194 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya Dalam yang terjadi

• Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 - M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 223,194 \times 1,65^2 \\
 &= 75,95 \text{ kg.m (tengah bentang)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - M_u &= R_a \times \frac{1}{4} \times L - 0,5 \times q_u \times \left(\frac{1}{4}L\right)^2 \\
 &= 184,135 \times \frac{1}{8} \times 1,65 - 0,5 \times 223,194 \times \left(\frac{1}{4} \times 1,65\right)^2 \\
 &= 56,96 \text{ kg.m (1/4 bentang)}
 \end{aligned}$$

• Gaya Geser yang terjadi

$$\begin{aligned}
 - R_a = R_b = V_u &= \frac{1}{2} \times q_d \times L = \frac{1}{2} \times 223,194 \times 1,65 \\
 &= 184,135 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

• Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{50}{2.7} = 4$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 4 < 10,74 \rightarrow$  penampang kompak

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 14 < 106,34 \rightarrow$  penampang kompak

- Penampang Kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 42$$

$$= 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 75,95 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 165 \text{ cm}$$

$$L_p = 55,754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,93 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$  Bentang Menengah.

- Bentang Menengah, maka

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$M_A = M_C$$

$$= 56,96 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\text{Max}}$$

$$= 75,95 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 75,95}{2,5 \times 75,95 + 3 \times 56,96 + 4 \times 75,95 + 3 \times 56,96} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,13$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 42 \cdot 2500 = 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 1,13 \left[ 105000 - (105000 - 0,7 \times 2500 \times 37,5) \left( \frac{165 - 55,754}{286,93 - 55,754} \right) \right]$$

$$= 64592,28$$

$$M_n = 64592,28 \text{ kg.cm} < M_p \text{ maka dipakai } M_n$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 64592,28$$

$$= 58133,05 \text{ kg.m} \geq 75,95 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 14 < 63,356 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (1,158 \times 0,5) = 1244,25 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 1244,25 \text{ kg}$$

$$= 1119,82 \text{ kg} \geq 184,135 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

• Kontrol Lendutan

$$- L = 165 \text{ cm}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{165}{360} = 0,458 \text{ cm}$$

$$- f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,03 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,03 \text{ cm} < 0,458 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

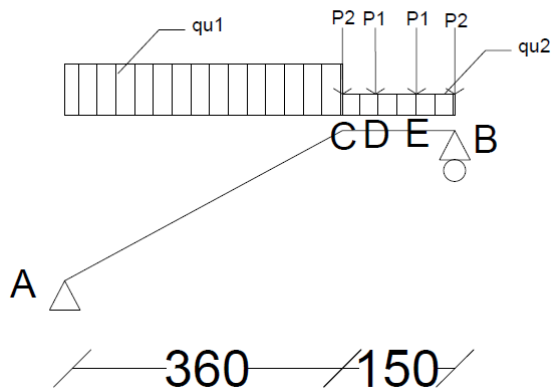
Sehingga profil WF 100x50x5x7 digunakan sebagai balok bordes tangga B.

#### 4.2.4.7 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak diatas dua tumpuan sederhana dengan beban yang dipikul berasal dari beban merata profil, balok bordes, dan anak tangga.

Balok utama tangga direncanakan dengan profil WF350x175x6x9, dengan data sebagai berikut:

W	= 41,4 kg/m	A	= 52,68 cm <sup>2</sup>
bf	= 174 mm	d	= 346 mm
tf	= 9 mm	tw	= 6 mm
r	= 14 mm	ix	= 14,5 cm
iy	= 3,88 cm	Ix	= 11100 cm <sup>4</sup>
Zx	= 170 cm <sup>3</sup>	h	= d – 2(tf+r)
			= 346 – 2(9+14) = 300 mm



Gambar 4.21 Pembebanan pada Balok Utama Tangga

##### a. Pembebanan Balok Utama Tangga

###### • Beban Mati :

- Pelat 0,005 x 7850 x 1,65/2 = 32,381 kg/m
- Profil siku 2 x 8,69/0,3 x 1,65/2 = 47,795 kg/m
- Hand rail = 20 kg/m
- Profil 41,4 / cos(29) = 47,33 kg/m +

- Sambungan (10%)  $q_{d1} = 147,51 \text{ kg/m}$   
 $= 14,75 \text{ kg/m} +$   
 $q_{d1} = 162,26 \text{ kg/m}$
- Hand rail  $= 20 \text{ kg/m}$
- Profil  $= 41,4 \text{ kg/m} +$   
 $q_{d2} = 61,4 \text{ kg/m}$
- Sambungan (10%)  $= 6,14 \text{ kg/m} +$   
 $q_{d2} = 67,54 \text{ kg/m}$
- Beban Hidup :  
 -  $q_{l1} = q_{l2} = \text{Tangga } 488,44 \times 1,65 / 2 = 402,96 \text{ kg/m}$
- Beban Berguna :  
 -  $Q_{u1} = 1,2 \cdot q_{d1} + 1,6 \cdot q_{l1}$   
 $= 1,2 \cdot 162,26 + 1,6 \cdot 402,96$   
 $= 839,455 \text{ kg/m}$
- $Q_{u2} = 1,2 \cdot q_{d2} + 1,6 \cdot q_{l2}$   
 $= 1,2 \cdot 67,54 + 1,6 \cdot 402,96$   
 $= 725,788 \text{ kg/m}$
- $P_1 = 0,5 \times 1,2 \times 36,13 \times 1,65$   
 $= 35,76 \text{ kg}$  (beban dari balok bordes tangga A)
- $P_2 = 0,5 \times 1,2 \times 23,182 \times 1,65$   
 $= 22,95 \text{ kg}$  (beban dari balok bordes tangga B)

b. Gaya Dalam yang terjadi

- Reaksi  
 -  $\sum M_B = 0$   

$$R_A = \frac{qu_1 \times 3,6 \left( \frac{3,6}{2} + 1,5 \right) + qu_2 \times 1,5 \times \frac{1,5}{2} + p_2 \times 1,5 + p_1 (1 + 0,5)}{(3,6 + 1,5)}$$

$$= \frac{839,455 \times 3,6 \left( \frac{3,6}{2} + 1,5 \right) + 725,788 \times 1,5 \times \frac{1,5}{2} + 22,95 \times 1,5 + 35,76 (1 + 0,5)}{(3,6 + 1,5)}$$

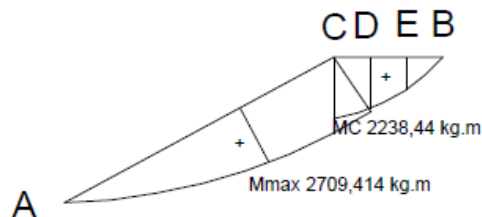
$$= 2132,8 \text{ kg}$$
- $\sum M_A = 0$   

$$R_B = \frac{qu_1 \times 3,6 \left( \frac{3,6}{2} \right) + qu_2 \times 1,5 \left( \frac{1,5}{2} + 3,6 \right) + p_2 (3,6 + 5,1) + p_1 (4,1 + 4,6)}{(3,6 + 1,5)}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{839,455 \times 3,6 \left( \frac{3,6}{2} \right) + 725,788 \times 1,5 \left( \frac{1,5}{2} + 3,6 \right) + 22,95(3,6 + 5,1) + 35,76(4,1 + 4,6)}{(3,6 + 1,5)} \\
 &= 2095,32 \text{ kg} \\
 - \sum V &= 0 \\
 R_A + R_B - P_1 \times 2 - P_2 \times 2 - q_{u1} \times 3 - q_{u2} \times 1,5 &= 0 \\
 2132,8 + 2095,32 - 35,76 \times 2 - 22,95 \times 2 - 839,45 \times 3,6 - 725,78 \times 1,5 \\
 &= 0 \rightarrow \text{OK !}
 \end{aligned}$$

• Bidang M

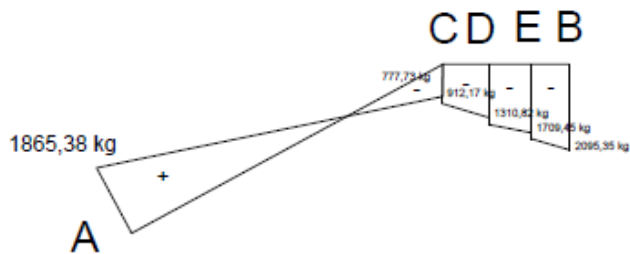
- Letak  $M_{\max} = R_A / q_{u1} = 2132,8 / 839,45 = 2,54 \text{ m}$   
(dari A)
- $M_{\max} = R_A \times L - 0,5 \times q_{u1} \times L^2$   
 $= 2132,8 \times 2,54 - 0,5 \times 839,45 \times 2,54^2$   
 $= 2709,414 \text{ kg.m}$
- $M_C = R_A \times L - 0,5 \times q_{u1} \times L^2$   
 $= 2132,8 \times 3,6 - 0,5 \times 839,45 \times 3,6^2$   
 $= 2238,44 \text{ kg.m}$
- $M_D = R_B \times L - 0,5 \times q_{u2} \times L^2 - P_1(0,5) - P_2(1)$   
 $= 2095,32 \times 1 - 0,5 \times 725,78 \times 1^2 - 35,76 \times 0,5 - 22,95 \times 1$   
 $= 1691,6 \text{ kg.m}$
- $M_E = R_B \times L - 0,5 \times q_{u2} \times L^2 - P_1(0,5) - P_2(1)$   
 $= 2095,32 \times 0,5 - 0,5 \times 725,78 \times 0,5^2 - 22,95 \times 0,5$   
 $= 945,46 \text{ kg.m}$



Gambar 4.22 Bidang Momen

• Bidang D

- $D_{Aka} = R_A \times \cos(29)$   
 $= 2132,8 \times \cos(29) = 1865,38 \text{ kg}$
- $D_{Cki} = D_{Aka} - q_{u1} \times \cos(29)$   
 $= 1865,38 - 839,45 \times \cos(29) \times 3,6 = -777,73 \text{ kg}$
- $D_{Cka} = R_A - q_{u1} \times 3 - P_2$   
 $= 2132,8 - 839,45 \times 3,6 - 22,95 = -912,17 \text{ kg}$
- $D_{Dki} = D_{Cka} - q_{u2} \times 0,5$   
 $= -912,17 - 725,78 \times 0,5 = -1275,06 \text{ kg}$
- $D_{Dka} = D_{Dki} - P_1$   
 $= -1275,06 - 35,76 = -1310,82 \text{ kg}$
- $D_{Eki} = D_{Dka} - q_{u2} \times 0,5$   
 $= -1310,82 - 725,78 \times 0,5 = -1673,69 \text{ kg}$
- $D_{Eka} = D_{Eki} - P_1$   
 $= -1673,69 - 35,76 = -1709,45 \text{ kg}$
- $D_{Bki} = D_{Eka} - q_{u2} \times 0,5 - P_2$   
 $= -1709,45 - 725,78 \times 0,5 - 22,95 = -2095,35 \text{ kg}$

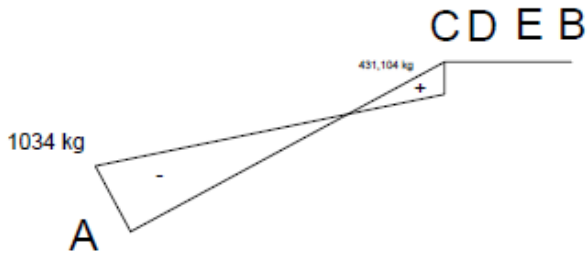


Gambar 4.23 Bidang Geser

• Bidang N

- $N_A = -R_A \times \sin(29) = -2132,8 \times \sin(29) = -1034 \text{ kg}$
- $N_c = N_A + q_{u1} \times \sin(29) \times 3,6$   
 $\sin(29) = 431,104$





Gambar 4.24 Bidang Normal

$$\begin{aligned} V_u &= 2095,35 \text{ kg} \\ M_u &= 2709,414 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

## c. Kontrol Penampang Profil terhadap Lentur

## • Kontrol terhadap Tekuk Lokal

## - Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b}{2.t_f} = \frac{174}{2.9} = 9,7$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,7 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

## - Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 50 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka  $M_n = M_p$ 

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 689 = 1722500 \text{ kg.cm} \\ &= 17225 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

## - Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 17225$$

$$= 15502,5 \text{ kg.m} \geq 2709,414 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 17^2} = 34,48 \text{ cm}$$

$$L_p = 193,148 \text{ cm}$$

$$L_r = 533,944 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p \rightarrow \text{Bentang Pendek.}$$

- Bentang Pendek, maka  $M_n = M_p$

$$- M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 689 \cdot 2500$$

$$= 1722500 \text{ kg.cm} = 17225 \text{ kg.m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 17225$$

$$= 15502,5 \text{ kg.m} \geq 2709,414 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 50 < 63,35 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (52,68 \times 0,6) = 47412 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 47412 \text{ kg}$$

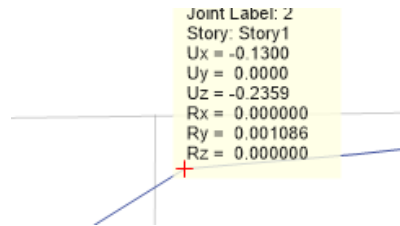
$$= 42670,8 \text{ kg} \geq 2095,35 \text{ kg OK !}$$

- Kontrol Lendutan

$$- L = \sqrt{3,6^2 + 2^2} = 4,1 \text{ m}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{4,1}{360} = 1,14 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,2539 \text{ cm} < 1,14 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$



Gambar 4.25 Hasil Analisa Lendutan Balok Utama Tangga

Sehingga profil WF 350x175x6x9 digunakan sebagai balok utama tangga.

#### 4.2.4.8 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8, dengan data – data sebagai berikut:

W = 25,7 kg/m	r = 12 mm	h = d-2(tf+r)
A = 32.68 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 305 cm <sup>3</sup>	= 208 mm
d = 248 mm	Z <sub>y</sub> = 63 cm <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> = 285 cm <sup>3</sup>
bf = 124 mm	i <sub>x</sub> = 10.4 cm	S <sub>y</sub> = 41.1 cm <sup>3</sup>
tw = 5 mm	i <sub>y</sub> = 2.79 cm	f <sub>y</sub> = 250 Mpa
tf = 8 mm	I <sub>x</sub> = 3540 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub> = 410 Mpa
I <sub>y</sub> = 255 cm <sup>4</sup>	E = 200000 Mpa	

##### a. Perhitungan Pembebanan

###### • Beban Mati

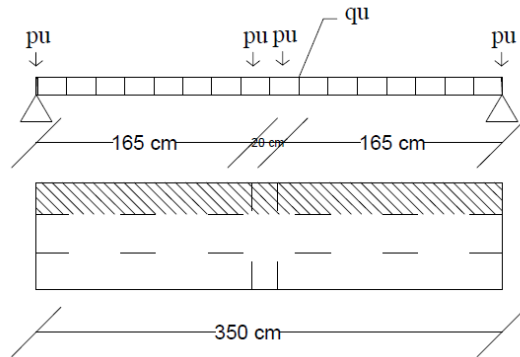
$$\begin{aligned} \text{- Berat profil balok utama (berat)} &= \underline{25,7 \text{ kg/m} +} \\ &= 25,7 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Sambungan (10\%)} &= \underline{2,57 \text{ kg/m} +} \\ q_d &= 28,27 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

###### • Beban Berguna

$$\begin{aligned} \text{- } q_{U2} &= 1,2 \cdot q_{D2} + 1,6 \cdot q_{L2} \\ &= 1,2 \times 28,27 + 1,6 \times 0 \\ &= 33,924 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{- } P_u = 2095,35 \text{ (Dari reaksi } R_B \text{ balok utama)}$$



Gambar 4.26 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

- Gaya Dalam pada Balok Penumpu

- Gaya geser yang terjadi

$$V_u = R_A = \frac{1}{2} \times q_u \times L + P_u = \frac{1}{2} \times 33.924 \times 3,5 + 2095,35$$

$$= 2154,717 \text{ kg}$$

- Momen yang terjadi

$$M_u = R_A \times \frac{L}{2} - \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 - P_u \times L$$

$$= 2154,717 \times \frac{3,5}{2} - \frac{1}{8} \times 33.924 \times 3,5^2 - 2095,35 \times 0,1$$

$$= 3509,27 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$350927 \leq 0,9 \times 762500$$

$$350927 \leq 686250 \text{ kgcm (OK)}$$

• Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 135 \text{ cm}$$

$$L_p = 136.887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404.55 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$  (Bentang pendek)

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$350927 \leq 0,9 \times 762500$$

$$350927 \leq 686250 \text{ kgcm (OK)}$$

• Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 20,8 \times 0,5 \times 1$$

$$= 19275 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$2154,717 \leq 19275 \text{ kg (OK)}$$

• Kontrol lendutan

$$- L = 350 \text{ cm}$$

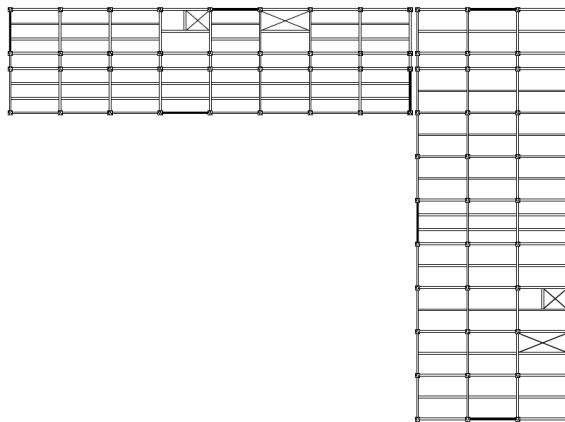
$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{350}{360} = 0,972 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,784 \text{ cm} < 0,972 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

### 4.3 Permodelan Struktur

#### 4.3.1 Penjelasan Umum

Pemodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frames* (EBF). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan apartemen 17 lantai dengan total tinggi struktur 60 meter. Denah rencana struktur dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar 4.27 Denah Struktur Apartemen El Centro

Permodelan struktur apartemen El Centro Bogor menggunakan proram bantu ETABS. Pada program ETABS, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI1726:2012 dan SNI 1729:2015.

#### 4.3.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur mengacu pada SNI 1727:2013 dengan rincian sebagai berikut:

### 1. Beban Mati

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat pelat bondek  $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis  $7850 \text{ kg/m}^3$
- Berat dinding bata sebesar  $100 \text{ kg/m}^2$
- Berat aspal sebesar  $14 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat spesi sebesar  $21 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat keramik sebesar  $24 \text{ kg/m}^2$  untuk setiap ketebalan  $1 \text{ cm}$
- Berat MEP sebesar  $25 \text{ kg/m}^2$
- Berat plafond dan penggantung sebesar  $18 \text{ kg/m}^2$
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Berikut adalah beban mati tambahan pelat atap dan pelat lantai gedung:

- Pelat atap  $= 71 \text{ kg/m}^2$
- Pelat lantai apartemen  $= 188 \text{ kg/m}^2$

### 2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang memungkinkan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang digunakan adalah:

- Atap  $= 97,89 \text{ kg/m}^2$
- Lantai  $= 195,78 \text{ kg/m}^2$

### 3. Beban Gempa

Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

#### 4. Data Tanah

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan. Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan penentuan jenis tanah:

- $\tilde{N} \geq 50$  = Tanah Keras
- $15 \leq \tilde{N} < 50$  = Tanah Sedang
- $\tilde{N} < 15$  = Tanah Lunak

Tabel 4.9 Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal (m)	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	0	0	0
Lapisan 2	2	2	8	0.25
Lapisan 3	4	2	13	0.15
Lapisan 4	9	5	21	0.24
Lapisan 5	12	3	20	0.15
Lapisan 6	16	4	18	0.22
Lapisan 7	20	4	30	0.13
Lapisan 8	24	4	40	0.10
Lapisan 9	27	3	41	0.07
Lapisan 10	30	3	47	0.06
Total	30			1.38

$$\tilde{N} = \frac{30}{1,38} = 21,668 \text{ (15 – 50)}$$

Dari perhitungan nilai N rata- rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah sedang (Kelas Situs D).

#### 4.3.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.



#### 4.3.3.1 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

#### 4.3.3.2 Parameter Respon Spektrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa ( $S$ ) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung ( $T$ ). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Yogyakarta dengan kondisi tanah sedang (kelas situs D)

Tabel 4.10 Parameter Gempa Yogyakarta untuk Situs D

$S_s$ (g)	1.2
$S_1$ (g)	0.4
$F_a$	1.1
$F_v$	1.6
$SMS$ (g)	1.32
$SM_1$ (g)	0.64
$SDS$ (g)	0.88
$SD_1$ (g)	0.43
$T_0$ (s)	0.0970
$TS$ (s)	0.4848



Gambar 4.28 Grafik Spektral Percepatan Gempa Surabaya

#### 4.3.3.3 Faktor Reduksi Gempa ( $R$ )

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel 4.11 Faktor  $R^a$ ,  $C_d^b$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	$R^a$	$\Omega_0$	$C_d^b$	$B$	$C$	$D$	$E$	$F$
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB

#### 4.3.3.4 Faktor Reduksi Gempa ( $R$ )

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu factor keamanan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan apartemen. Pada tabel 1 SNI 1726:2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai  $I = 1$ .

#### 4.3.4 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2012 sebagai berikut:

- $1,4 \text{ DL}$
- $1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} + 0,5 (\text{L}_r \text{ atau R})$
- $1,2 \text{ DL} + 1,6 (\text{L}_r \text{ atau R}) + (\text{L atau } 0,5\text{W})$
- $1,2 \text{ D} + 1,0\text{W} + \text{L} + 0,5 (\text{L}_r \text{ atau R})$
- $1,2 \text{ D} + 1,0 \text{ E} + 1/0,5 \text{ LL}$
- $0,9 \text{ D} + 1,0 \text{ W}$
- $0,9 \text{ D} + 1,0 \text{ E}$

Keterangan :

DL : Beban mati

LL : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.

#### 4.3.5 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

#### 4.3.5.1 Berat Total Bangunan

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS untuk kombinasi 1D+1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut.

Tabel 4.12 Berat Super Dead Tower A

Keterangan	Beban (kg/m)	Luas (m <sup>2</sup> )	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	71	1000	1	71000
Pelat Lantai (1 - 14)	109	1000	15	1635000
Total				1706000

Tabel 4.13 Berat Dead Tower A

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Kolom 700.700.28	1660.8016	112	5	930048.896
Kolom 600.600.28	1272.2416	112	5	712455.296
Kolom 550.550.28	1096.9616	112	5	614298.496
Kolom Bracing 700.700.28	1660.8016	32	5	265728.256
Kolom Bracing 600.600.28	1272.2416	32	5	203558.656
Kolom Bracing 550.550.28	1096.9616	32	5	175513.856
Pelat beton	264	1000	15	3960000
Pelat beton (basement)	360	1000	1	360000
Bondek	10.1	1000	15	151500
BIMJ WF 500.300.11.18	128	240	15	460800
BIML WF 600.300.12.17	137	134.5	15	276397.5
BA Atap WF 400.300.9.14	94.3	240	1	22632
BA Lantai WF 400.300.9.14	94.3	240	14	316848
Bresing WF 250.250.11.11	64.4	21.2	15	20479.2
Bresing WF 350.350.19.19	156	20	15	46800
Balok Luar Link MJ WF 500.300.11.18	128	13	15	24960
Balok Luar Link ML WF 600.300.12.17	137	13	15	26715
Link MJ WF 500.300.11.18	128	2	15	3840
Link ML WF 600.300.12.17	137	2	15	4110
Kolom Basement 100/100	2400	144	1	345600
BIMJ Basement 40/60	576	256	1	147456
BIML Basement 40/60	576	148.5	1	85536
BA Basement 30/40	288	141	1	40608
Shear Wall Memanjang	26880	2	1	53760
Shear Wall Melintang	23520	2	1	47040
Total				9296685

Tabel 4.14 Berat Live Tower A

Keterangan	Beban (kg/m)	Luas (m2)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	97.89	1000	1	97890
Pelat Lantai (1 - 14)	195.78	1000	15	2936700
Total				3034590

Tabel 4.15 Berat Super Dead Tower B

Keterangan	Beban (kg/m)	Luas (m2)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	71	1516	1	107636
Pelat Lantai (1 - 14)	109	1516	15	2478660
Total				2586296

Tabel 4.16 Berat Dead Tower B

Keterangan	Beban (kg/m)	P (m)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Kolom 700.700.28	1660.8016	144	5	1195777.152
Kolom 600.600.28	1272.2416	144	5	916013.952
Kolom 550.550.28	1096.9616	144	5	789812.352
Kolom Bracing 700.700.28	1660.8016	32	5	265728.256
Kolom Bracing 600.600.28	1272.2416	32	5	203558.656
Kolom Bracing 550.550.28	1096.9616	32	5	175513.856
Pelat beton	264	1516	15	6003360
Pelat beton (basement)	360	1516	1	545760
Bondek	10.1	1516	15	229674
BIMJ WF 600.300.12.17	137	248	15	509640
BIML WF 600.300.12.17	137	248	15	509640
BA Atap WF 400.300.9.14	94.3	240	1	22632
BA Lantai WF 400.300.9.14	94.3	240	14	316848
Bresing WF 350.350.19.19	156	21.2	15	49608
Bresing WF 350.350.19.19	156	20	15	46800
Balok Luar Link MJ WF 600.300.12.17	137	13	15	26715
Balok Luar Link ML WF 600.300.12.17	137	13	15	26715
Link MJ WF 600.300.12.17	137	2	15	4110
Link ML WF 600.300.12.17	137	2	15	4110
Kolom Basement 100/100	2400	144	1	345600
BIMJ Basement 40/60	576	264	1	152064
BIML Basement 40/60	576	262	1	150912
BA Basement 30/40	288	205.5	1	59184
Shear Wall Memanjang	26880	2	1	53760
Shear Wall Melintang	23520	2	1	47040
Total				12650576

Tabel 4.17 Berat Live Tower B

Keterangan	Beban (kg/m)	Luas (m2)	Jumlah Lantai	Total (kg)
Pelat Atap	97.89	1516	1	148401.24
Pelat Lantai (1 - 14)	195.78	1516	15	4452037.2
Total				4600438

Tabel 4.18 Berat Total Bangunan

Keterangan	ETABS (kg)	Total (kg)	Selisih
Tower A	14860541	15222275	2.4%
Tower B	21233573	21633771	1.9%

Dari tabel diatas, didapatkan total berat struktur dari ETABS dan dari hasil perhitungan manual sebesar. sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak

melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

#### 4.3.5.2 Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar sesuai menurut SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah.

Tabel 4.19 Partisipasi Massa Tower A

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.7126	7.80E-07
Modal	2	0.7126	0.7032
Modal	3	0.7127	0.7033
Modal	4	0.8193	0.7033
Modal	5	0.8193	0.8303
Modal	6	0.8193	0.8303
Modal	7	0.8602	0.8303
Modal	8	0.8603	0.8731
Modal	9	0.8855	0.8732
Modal	10	0.8855	0.8732
Modal	11	0.8856	0.8977
Modal	12	0.9031	0.8981
Modal	13	0.9035	0.9143
Modal	14	0.9035	0.9143
Modal	15	0.9035	0.9144

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0,9031 pada modal ke 12 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0,9143 pada modal ke 13. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

Tabel 4.20 Partisipasi Massa Tower B

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.712	2.63E-06
Modal	2	0.712	0.7186
Modal	3	0.7121	0.7188
Modal	4	0.8315	0.7188
Modal	5	0.8315	0.8324
Modal	6	0.8316	0.8325
Modal	7	0.8741	0.8325
Modal	8	0.8741	0.8742
Modal	9	0.8741	0.8742
Modal	10	0.8992	0.8742
Modal	11	0.8992	0.8984
Modal	12	0.9163	0.8984
Modal	13	0.9163	0.8984
Modal	14	0.9163	0.9155
Modal	15	0.9294	0.9155

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0,9163 pada modal ke 12 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0,9155 pada modal ke 14. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

#### 4.3.5.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari:

- $T_a = C_t \cdot h_n^x$   
(nilai  $C_t$  dan  $x$  diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012)
- $C_t = 0,0731$
- $x = 0,75$
- $h_n = 64 \text{ m}$
- $T_a = 0,0731 \cdot 64^{0,75} = 1,654 \text{ detik}$

Dengan nilai  $SD1 = 0,43$ , maka  $C_u = 1,4$

Sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah :



$$T = T_a \cdot C_u = 1,654 \times 1,4 = 2,315 \text{ detik.}$$

Didapatkan nilai  $T_x = 2,18$  detik,  $T_y = 1,904$  detik pada tower A dan nilai  $T_x = 2,004$  detik,  $T_y = 2,143$  detik pada tower B, maka analisa struktur telah memenuhi syarat SNI 1726:2012.

Tabel 4.21 Periode Struktur

Keterangan	$T_a$	$C_u.T_a$	$T_x$	$T_y$
Tower A	1.654064	2.31569	2.18	1.904
Tower B	1.654064	2.31569	2.004	2.143

#### 4.3.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1 , nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,88}{8/1} = 0.076$$

Nilai  $C_s$  tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max X} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,43}{1,885 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,028$$

$$C_{s \max Y} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,43}{2,051 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0.026$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 = 0,044 \times 0,88 \times 1 = 0,034$$

Maka diambil nilai  $C_s = 0,034$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah:

Berat total struktur adalah sebesar 15222275 kg

Maka:

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (*base shear*) sebagai berikut:

Tabel 4.22 Gaya Geser Dasar Beban Gempa Tower A

Combo	FX (kg)	FY (kg)
GEMPA X Max	267990.45	93410.27
GEMPA Y Max	80485.13	311114.88

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$26799,45 \geq 518677,714 \cdot 0,85 \text{ (NOT OK)}$$

- Arah-Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$311114,88 \geq 518677,714 \cdot 0,85 \text{ (NOT OK)}$$

Sehingga perlu dikalikan skala untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1. Pada sumbu X perlu dikalikan skala yaitu 1,5 dan pada sumbu Y perlu dikalikan skala yaitu 1,5 sehingga menjadi:

- Arah-X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$455583,765 \geq 518677,714 \cdot 0,85 \text{ (OK)}$$

- Arah-Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}}$$

$$466672,32 \geq 518677,714 \cdot 0,85 \text{ (OK)}$$

Tabel 4.23 Gaya Gempa Dinamis Struktur

Tower	V Dinamik (kg)		Berat Struktur (kg)	V Statik (kg)	85% V Statik (kg)	Ket.
A	Arah X	267990.45	15222275	518677.71	440876.0575	OK
	Arah Y	311114.88				OK
B	Arah X	397260.55	21633771	737140.45	626569.3809	OK
	Arah Y	416400.7				OK

#### 4.3.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lantai ke- $x$  yang ditentukan dengan analisis elastis

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (4)

$I_e$  = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a$  =  $0,020h_{sx}$

Tinggi tingkat 4 m

$\Delta_a$  =  $0,020h_{sx} = 0,020 \times 4 = 0,08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$

Tabel 4.24 Simpangan Antar Lantai Tower A Sumbu X

Lantai	$\delta x_e$	$\delta x$	Drift ( $\Delta n$ )	Syarat ( $\Delta a$ )	Status
15	0.039666	0.000937	0.003748	0.08	OK
14	0.038729	0.001314	0.005256	0.08	OK
13	0.037415	0.001687	0.006748	0.08	OK
12	0.035728	0.002017	0.008068	0.08	OK
11	0.033711	0.002318	0.009272	0.08	OK
10	0.031393	0.002533	0.010132	0.08	OK
9	0.02886	0.00275	0.011	0.08	OK
8	0.02611	0.002965	0.01186	0.08	OK
7	0.023145	0.003176	0.012704	0.08	OK
6	0.019969	0.003393	0.013572	0.08	OK
5	0.016576	0.003491	0.013964	0.08	OK
4	0.013085	0.003583	0.014332	0.08	OK
3	0.009502	0.003552	0.014208	0.08	OK
2	0.00595	0.003187	0.012748	0.08	OK
1	0.002763	0.002128	0.008512	0.08	OK
Basement	0.000635	0.000635	0.00254	0.08	OK

Tabel 4.25 Simpangan Antar Lantai Tower A Sumbu Y

Lantai	$\delta x_e$	$\delta x$	Drift ( $\Delta n$ )	Syarat ( $\Delta a$ )	Status
15	0.036012	0.001451	0.005804	0.08	OK
14	0.034561	0.001658	0.006632	0.08	OK
13	0.032903	0.001887	0.007548	0.08	OK
12	0.031016	0.002093	0.008372	0.08	OK
11	0.028923	0.002269	0.009076	0.08	OK
10	0.026654	0.002388	0.009552	0.08	OK
9	0.024266	0.002504	0.010016	0.08	OK
8	0.021762	0.00261	0.01044	0.08	OK
7	0.019152	0.002707	0.010828	0.08	OK
6	0.016445	0.00279	0.01116	0.08	OK
5	0.013655	0.002822	0.011288	0.08	OK
4	0.010833	0.00286	0.01144	0.08	OK
3	0.007973	0.002845	0.01138	0.08	OK
2	0.005128	0.002705	0.01082	0.08	OK
1	0.002423	0.002043	0.008172	0.08	OK
Basement	0.00038	0.00038	0.00152	0.08	OK

Tabel 4.26 Simpangan Antar Lantai Tower B Sumbu X

Lantai	$\bar{g}_{xe}$	$\bar{g}_x$	Drift ( $\Delta n$ )	Syarat ( $\Delta a$ )	Status
15	0.040319	0.001351	0.005404	0.08	OK
14	0.038968	0.001693	0.006772	0.08	OK
13	0.037275	0.00198	0.00792	0.08	OK
12	0.035295	0.002244	0.008976	0.08	OK
11	0.033051	0.002484	0.009936	0.08	OK
10	0.030567	0.002641	0.010564	0.08	OK
9	0.027926	0.002807	0.011228	0.08	OK
8	0.025119	0.002955	0.01182	0.08	OK
7	0.022164	0.003089	0.012356	0.08	OK
6	0.019075	0.003224	0.012896	0.08	OK
5	0.015851	0.003266	0.013064	0.08	OK
4	0.012585	0.003325	0.0133	0.08	OK
3	0.00926	0.003318	0.013272	0.08	OK
2	0.005942	0.003127	0.012508	0.08	OK
1	0.002815	0.002263	0.009052	0.08	OK
Basement	0.000552	0.000552	0.002208	0.08	OK

Tabel 4.27 Simpangan Antar Lantai Tower B Sumbu Y

Lantai	$\bar{g}_{ye}$	$\bar{g}_y$	Drift ( $\Delta n$ )	Syarat ( $\Delta a$ )	Status
15	0.036614	0.000979	0.003916	0.08	OK
14	0.035635	0.001336	0.005344	0.08	OK
13	0.034299	0.001663	0.006652	0.08	OK
12	0.032636	0.001943	0.007772	0.08	OK
11	0.030693	0.002189	0.008756	0.08	OK
10	0.028504	0.002335	0.00934	0.08	OK
9	0.026169	0.002511	0.010044	0.08	OK
8	0.023658	0.002679	0.010716	0.08	OK
7	0.020979	0.002842	0.011368	0.08	OK
6	0.018137	0.003011	0.012044	0.08	OK
5	0.015126	0.003043	0.012172	0.08	OK
4	0.012083	0.003138	0.012552	0.08	OK
3	0.008945	0.003155	0.01262	0.08	OK
2	0.00579	0.002928	0.011712	0.08	OK
1	0.002862	0.002123	0.008492	0.08	OK
Basement	0.000739	0.000739	0.002956	0.08	OK

#### 4.3.5.6 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4.28 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser Kontrol Tower A

Pemikul Gaya Geser	GEMPA X		GEMPA Y	
	kg	%	kg	%
SRBE	121719.02	70%	129890.8	53%
SPRM	52932.16	30%	116035.52	47%
Total	174651.18	100%	245926.32	100%

Tabel 4.29 Reaksi Perletakan dan Presentase Gaya Geser Kontrol Tower B

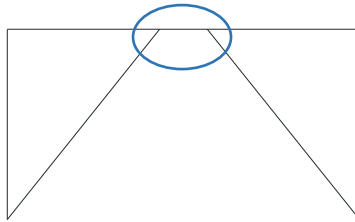
Pemikul Gaya Geser	GEMPA X		GEMPA Y	
	kg	%	kg	%
SRBE	163101	53%	158389.74	61%
SPRM	144719.31	47%	101249.58	39%
Total	307820.31	100%	259639.32	100%

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1.

#### 4.4 Perencanaan Struktur Primer

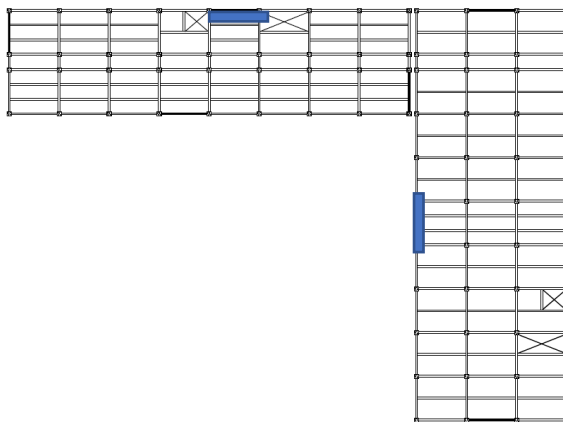
Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015.

##### 4.4.1 Perencanaan Link



Gambar 4.29 Elemen Link

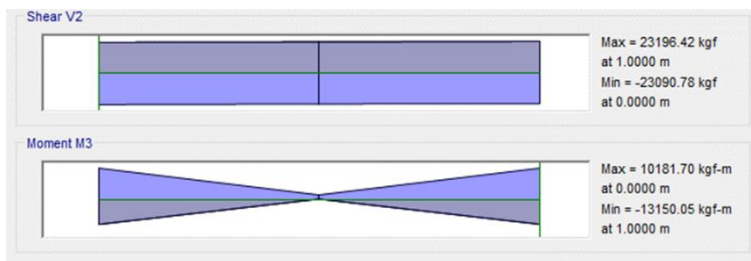
##### 4.6.5.1 Perencanaan Link Memanjang



Gambar 4.30 Link Memanjang yang Ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x18, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 128 \text{ kg/m}$      $r = 26 \text{ mm}$      $h = d - 2(tf + r)$   
 $A = 163,5 \text{ cm}^2$      $Z_x = 3100 \text{ cm}^3$      $= 400 \text{ mm}$   
 $d = 488 \text{ mm}$      $Z_y = 824 \text{ cm}^3$      $S_x = 2910 \text{ cm}^3$   
 $bf = 300 \text{ mm}$      $i_x = 20,8 \text{ cm}$      $S_y = 541 \text{ cm}^3$   
 $tw = 11 \text{ mm}$      $i_y = 67,04 \text{ cm}$      $f_y = 250 \text{ Mpa}$   
 $tf = 18 \text{ mm}$      $I_x = 71000 \text{ cm}^4$      $f_u = 410 \text{ Mpa}$   
 $I_y = 8110 \text{ cm}^4$      $E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4.31 Gaya Dalam Link Arah Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$N_u = 3562,42 \text{ kg}$   
 $V_u = 23196,42 \text{ kg}$   
 $M_u = 13150,05 \text{ kgm}$

a. Penentuan Jenis Link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 3100 \times 2500 = 7750000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw = 0.6 \times 2500 \times (48.8 - 2 \times 1.8) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1.6 \times M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 7750000}{74580} = 166,26 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm.



## b. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 18} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 163,5 \times 2500 = 408750 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 408750 = 61312,5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$61312,5 > 3562,42 \text{ kg}$$

Karena  $0,15 N_y > N_u$ , maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

## c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p/e$ .

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 74580 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 7750000}{100} = 155000 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 74580 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$23196,42 \leq 0,9 \times 74580$$

$$23196,42 \leq 67122 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai  $e$  lebih kecil dari  $\frac{1,6 \times M_p}{V_p}$  sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{800}{100}\right) \cdot \frac{1,42}{400} = 0,03$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0,03 < 0,08 \text{ radian (OK)}$$

#### 4.6.5.2 Pengaku Link Arah Memanjang

Untuk pengaku dengan panjang  $link \leq 1,6 \cdot M_p / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08$  radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1,1 - 48,8/5 = 23,24 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

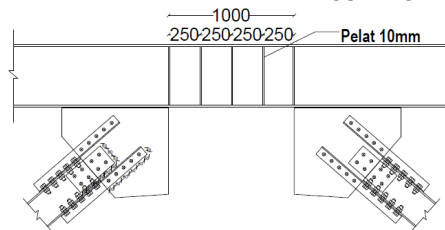
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1,1 - 48,8/5 = 47,44 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,03$  radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 47,44 - \left(\frac{0,03 - 0,02}{0,08 - 0,02}\right) \cdot (47,44 - 23,24) = 44,04 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x11= 8,25 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.

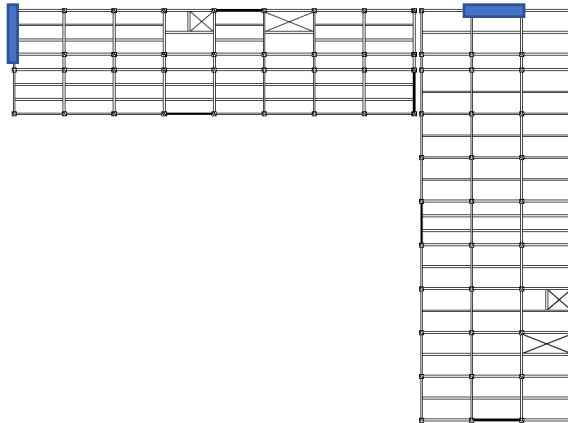


Gambar 4.32 Jarak Pengaku Link Memanjang

Tabel 4.30 Rekapitulasi Profil Link Memanjang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 500 x 300 x 11 x 18	Lantai 1-15
B	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15

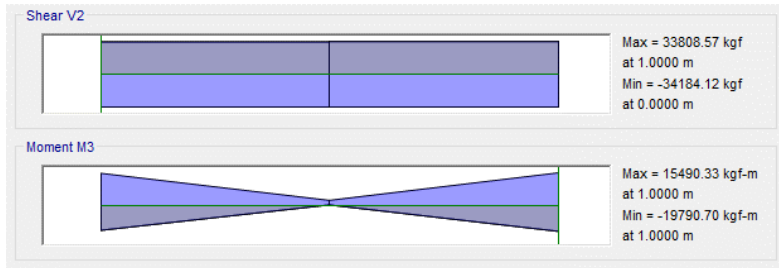
#### 4.6.5.3 Perencanaan Link Melintang



Gambar 4.33 Link Melintang yang Ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 600x300x12x17, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 137 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 174,5 \text{ cm}^2 & Z_x &= 3782 \text{ cm}^3 & &= 492 \text{ mm} \\
 d &= 582 \text{ mm} & Z_y &= 785 \text{ cm}^3 & S_x &= 3530 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 300 \text{ mm} & i_x &= 24,3 \text{ cm} & S_y &= 511 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 12 \text{ mm} & i_y &= 6,63 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 17 \text{ mm} & I_x &= 103000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 I_y &= 7670 \text{ cm}^4 & E &= 200000 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.34 Gaya Dalam Link Arah Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 749,13 \text{ kg}$$

$$V_u = 34184,12 \text{ kg}$$

$$M_u = 19790,7 \text{ kgm}$$

a. Penentuan Jenis Link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 3782 \times 2500 = 9455000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (58,2 - 2 \times 1,7) \times 1,2 = 90420 \text{ kg}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 9455000}{90420} = 167,3 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm.

b. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 17} = 8,82$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{12} = 44,72$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 174,5 \times 2500 = 436250 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 436250 = 65437,5 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$65437,5 > 749,13 \text{ kg}$$

Karena  $0,15 N_y > N_u$ , maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

#### c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2 M_p/e$ .

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot tw = 90420 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 9455000}{100} = 189100 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 90420 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$34184,12 \leq 0,9 \times 90420$$

$$34184,12 \leq 81378 \text{ kg (OK)}$$

#### d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai  $e$  lebih kecil dari  $\frac{1,6 \times M_p}{V_p}$  sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{700}{100}\right) \cdot \frac{1.082}{400} = 0,02$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

0.03 < 0.08 radian (OK)

#### 4.6.5.4 Pengaku Link Arah Melintang

Untuk pengaku dengan panjang  $link \leq 1,6 \cdot M_p / V_p$ , harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk  $\alpha = 0,08$  radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1,2 - 58,2/5 = 21,36 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian

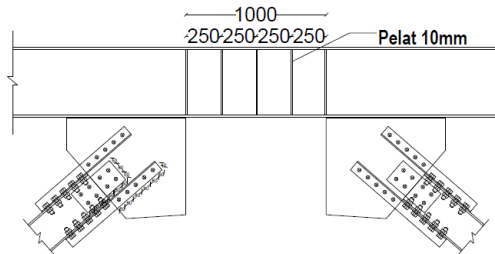
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1,2 - 58,2/5 = 45,56 \text{ cm}$$

Untuk  $\alpha = 0,02$  radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 45,56 - \left( \frac{0,02 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (45,56 - 21,36) = 45,56 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x12= 9 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.

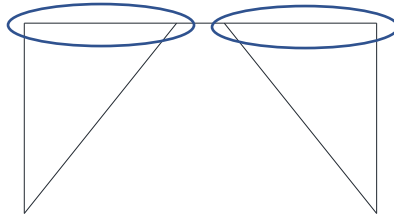


Gambar 4.35 Jarak Pengaku Link Melintang

Tabel 4.31 Rekapitulasi Profil Link Melintang

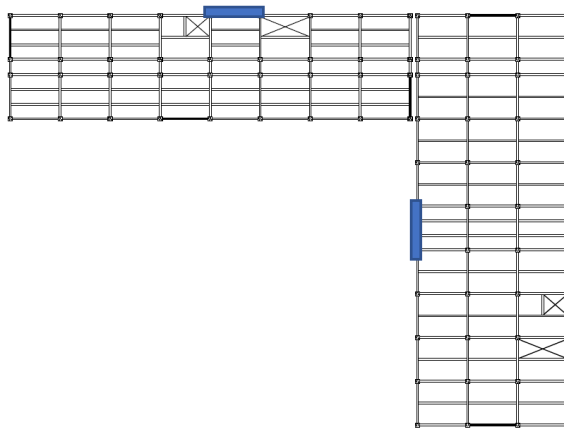
Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15
B	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15

#### 4.4.2 Balok Luar Link



Gambar 4.36 Elemen Balok Diluar Link

##### 4.4.2.1 Balok Diluar Link Arah Memanjang

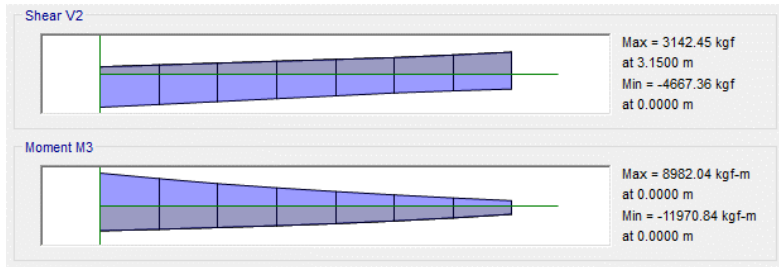


Gambar 4.37 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x18, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 128 \text{ kg/m} & r &= 26 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 163,5 \text{ cm}^2 & Z_x &= 3100 \text{ cm}^3 & &= 400 \text{ mm} \\
 d &= 488 \text{ mm} & Z_y &= 824 \text{ cm}^3 & S_x &= 2910 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 300 \text{ mm} & i_x &= 20,8 \text{ cm} & S_y &= 541 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 11 \text{ mm} & i_y &= 67,04 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$t_f = 18 \text{ mm}$        $I_x = 71000 \text{ cm}^4$   $f_u = 410 \text{ Mpa}$   
 $I_y = 8110 \text{ cm}^4$     $E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4.38 Gaya Dalam Balok Luar Link Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$M_u = 11970,84 \text{ kgm}$

$V_u = 4667,36 \text{ kg}$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y \cdot V_n$  dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 74580 = 123057 \text{ kg}$$

$V_n$  = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (48.2 - 2 \times 1.5) \times 1.1 = 74580 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 3100 \times 2500 = 7750000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 7750000}{100} = 155000 \text{ kg}$$

sehingga  $V_p$  diambil = 74580 kg

Maka,  $V_u = 123057 \text{ kg}$



## a. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 18} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

 $\lambda < \lambda_p \rightarrow$  Penampang Kompak

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

 $\lambda < \lambda_p \rightarrow$  Penampang KompakKarena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$  $M_n = Z_x \times f_y = 7750000 \text{ kgcm}$ 

## b. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_yA_wC_v = 0,6 \times 2500 \times 48,8 \times 1,1 \times 1 = 80520 \text{ kg}$$

## c. Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot Vn} \leq 1,375$$

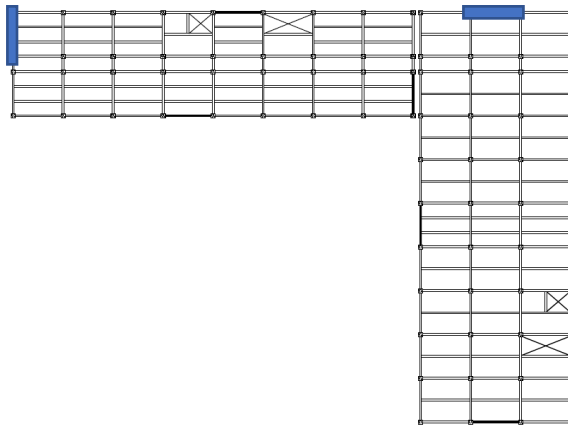
$$\frac{11970,84}{0,9 \times 77500} + 0,625 \frac{4667,36}{0,9 \times 80520} \leq 1,375$$

$$1,06 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

Tabel 4.32 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Memanjang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 500 x 300 x 11 x 18	Lantai 1-15
B	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15

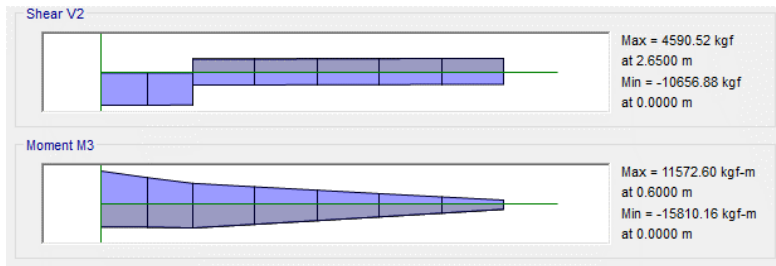
#### 4.4.2.2 Balok Diluar Link Arah Melintang



Gambar 4.39 Balok Luar Link Melintang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 600x300x12x17, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 137 \text{ kg/m}$      $r = 28 \text{ mm}$      $h = d - 2(tf + r)$   
 $A = 174,5 \text{ cm}^2$      $Z_x = 3782 \text{ cm}^3$      $= 492 \text{ mm}$   
 $d = 582 \text{ mm}$      $Z_y = 785 \text{ cm}^3$      $S_x = 3530 \text{ cm}^3$   
 $bf = 300 \text{ mm}$      $i_x = 24,3 \text{ cm}$      $S_y = 511 \text{ cm}^3$   
 $tw = 12 \text{ mm}$      $i_y = 6,63 \text{ cm}$      $f_y = 250 \text{ Mpa}$   
 $tf = 17 \text{ mm}$      $I_x = 103000 \text{ cm}^4$      $f_u = 410 \text{ Mpa}$   
 $I_y = 7670 \text{ cm}^4$      $E = 200000 \text{ Mpa}$



Gambar 4.40 Gaya Dalam Balok Luar Link Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 15810,16 \text{ kgm}$$

$$V_u = 10656,88 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar  $R_y \cdot V_n$  dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor  $R_y$ .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 90420 = 149193 \text{ kg}$$

$V_n$  = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari  $V_p$  atau  $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 0.6 \times 2500 \times (58.2 - 2 \times 1,7) \times 1,2 = 90420 \text{ kg}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 3782 \times 2500 = 9455000 \text{ kgcm}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 9455000}{100} = 189100 \text{ kg}$$

sehingga  $V_p$  diambil = 90420 kg

Maka,  $V_u = 149193 \text{ kg}$

a. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 17} = 8,82$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{12} = 44,72$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$  *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 9455000 \text{ kgcm}$$

b. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{12} = 44,72$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 58,2 \times 1,2 \times 1 = 96030 \text{ kg}$$

c. Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot Vn} \leq 1,375$$

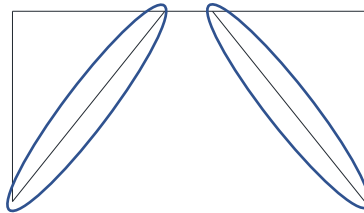
$$\frac{15810,16}{0,9 \times 94550} + 0,625 \frac{10656,88}{0,9 \times 96030} \leq 1,375$$

$$1,07 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

Tabel 4.33 Rekapitulasi Profil Balok Diluar Link Melintang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15
B	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15

#### 4.4.3 Perencanaan Bresing



Gambar 4.41 Elemen Bresing

##### 4.4.3.1 Perencanaan Bresing Arah Memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 250x250x11x11, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 64,4 \text{ kg/m}$     $r = 16 \text{ mm}$     $h = d - 2(tf + r)$

$A = 82,06 \text{ cm}^2$     $Z_x = 781 \text{ cm}^3$     $= 190 \text{ mm}$

$d = 244 \text{ mm}$     $Z_y = 356 \text{ cm}^3$     $S_x = 720 \text{ cm}^3$

$bf = 252 \text{ mm}$     $i_x = 10,3 \text{ cm}$     $S_y = 233 \text{ cm}^3$

$tw = 11 \text{ mm}$     $i_y = 5,98 \text{ cm}$     $f_y = 250 \text{ Mpa}$

$tf = 11 \text{ mm}$     $I_x = 8790 \text{ cm}^4$     $f_u = 410 \text{ Mpa}$

$I_y = 2940 \text{ cm}^4$     $E = 200000 \text{ Mpa}$

$\alpha = 49^\circ$  (Sudut Bresing)

$L = 531,5 \text{ cm}$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25

Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$Vu = 1,25 \cdot Ry \cdot Vn = 1,25 \times 1,5 \times 74580 = 139837,5 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ tekan} = \frac{Vu}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{\sin 49} = 185286,5 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ tarik} = \frac{Vu}{\sin \alpha} = \frac{139837,5}{\sin 49} = 185286,5 \text{ kg}$$

a. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{252}{2 \times 11} = 11,45$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{190}{11} = 17,27$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$  Penampang tidak langsing

b. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{531,5}{10,3} = 51,6$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{531,5}{5,98} = 88,87$$

$$\lambda \text{ pakai} = 88,87$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{(88,87)^2} = 2496,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$88,87 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

88,87 ≤ 133,219 maka,

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y = \left[ 0.685^{\frac{2500}{2496,23}} \right] x 2500 = 1711,522$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1,5 \times 2500 \times 82,06 = 307725 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 307725 = 276952,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$276952,5 > 185286,5 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1,1 \times 1,5 \times 82,06 \times 1711,522 = 231738,44 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 231738,44 = 208564,59 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$208564,59 > 185286,5 \text{ kg (OK)}$$

Tabel 4.34 Rekapitulasi Profil Bresing Memanjang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 250 x 250 x 11 x 11	Lantai 1-15
B	Profil WF 350 x 350 x 19 x 19	Lantai 1-15

#### 4.4.3.2 Perencanaan Bresing Arah Melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 350x350x19x19, dengan data – data sebagai berikut:

W = 156 kg/m	r = 20 mm	h = d-2(tf+r)
A = 198,4 cm <sup>2</sup>	Z <sub>x</sub> = 2708 cm <sup>3</sup>	= 272 mm
d = 350 mm	Z <sub>y</sub> = 1239 cm <sup>3</sup>	S <sub>x</sub> = 2450 cm <sup>3</sup>
bf = 357 mm	i <sub>x</sub> = 14,7 cm	S <sub>y</sub> = 809 cm <sup>3</sup>
tw = 19 mm	i <sub>y</sub> = 8,53 cm	f <sub>y</sub> = 250 Mpa
tf = 19 mm	I <sub>x</sub> = 42800 cm <sup>4</sup>	f <sub>u</sub> = 410 Mpa
I <sub>y</sub> = 144000 cm <sup>4</sup>	E = 200000 Mpa	

$\alpha = 53^\circ$  (Sudut Bresing)

$L = 500 \text{ cm}$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25  $R_y V_n$ . Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 90420 = 169537,5 \text{ kg}$$

$$P_{u\text{tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{169537,5}{\sin 53} = 212283,94 \text{ kg}$$

$$P_{u\text{tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{169537,5}{\sin 53} = 212283,94 \text{ kg}$$

a. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{357}{2 \times 19} = 9,39$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{272}{19} = 14,31$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

c. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{500}{14,7} = 34,01$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{500}{8,53} = 58,61$$

$$\lambda \text{ pakai} = 58,61$$



$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(58,61)^2} = 5739,147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$58,61 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$58,61 \leq 133,219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[ 0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y = \left[ 0.685 \frac{2500}{5739,147} \right] x 2500 = 2120,147$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1,5 \times 2500 \times 198,4 = 744000 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 744000 = 669600 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$669600 > 212283,94 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1,1 \times 1,5 \times 198,4 \times 2120,147 = 694051,41 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 694051,41 = 624646,27 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

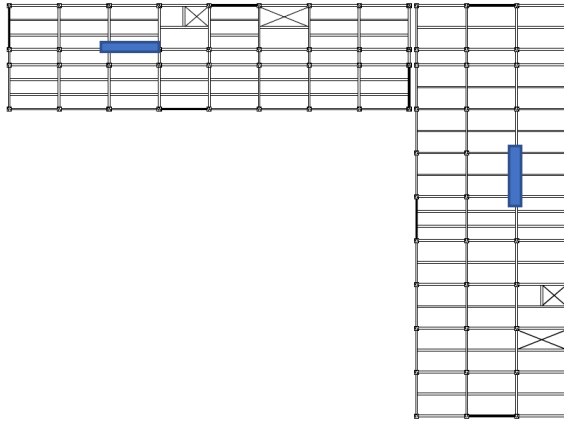
$$624646,27 > 212283,94 \text{ kg (OK)}$$

Tabel 4.35 Rekapitulasi Profil Bresing Melintang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 350 x 350 x 19 x 19	Lantai 1-15
B	Profil WF 350 x 350 x 19 x 19	Lantai 1-15

#### 4.4.4 Perencanaan Balok Induk

##### 4.4.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah Memanjang



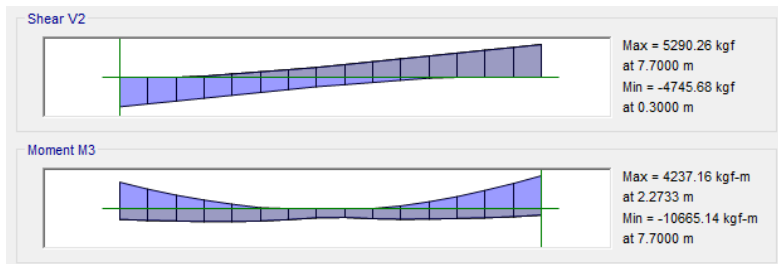
Gambar 4.42 Balok Induk Memanjang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x18, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 128 \text{ kg/m} & r &= 26 \text{ mm} & h &= d - 2(tf + r) \\
 A &= 163,5 \text{ cm}^2 & Z_x &= 3100 \text{ cm}^3 & &= 400 \text{ mm} \\
 d &= 488 \text{ mm} & Z_y &= 824 \text{ cm}^3 & S_x &= 2910 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 300 \text{ mm} & i_x &= 20,8 \text{ cm} & S_y &= 541 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 11 \text{ mm} & i_y &= 67,04 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 18 \text{ mm} & I_x &= 71000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 I_y &= 8110 \text{ cm}^4 & E &= 200000 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

a. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.43 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

$$M_{\max} = 10665,14 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 5290,26 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 18} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 3100 \times 2500 = 7750000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1066514 \leq 0.9 \times 7750000 \quad (\mathbf{OK})$$

• Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 800 \text{ cm}$$

$$L_p = 350,453 \text{ cm}$$

$$L_r = 1050,713 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 10665,14 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4229,15 \text{ kgm}$$

$$M_B = 2938,07 \text{ kgm}$$

$$M_C = 3285,93 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 10665,14}{2,5 \times 10665,14 + 3 \times 4229,15 + 4 \times 2938,07 + 3 \times 3285,93}$$

$$= 2,18 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 2,18 \left[ 7750000 - (7750000 - 0,7 \times 2500 \times 2910) \left( \frac{800 - 350,453}{1050,713 - 350,453} \right) \right] < 7750000$$

$$13217539,1 \text{ kgcm} > 7750000 \text{ kgcm} \text{ (OK) Digunakan } M_n$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1066514 \leq 0,9 \times 13217539,1 \quad (\mathbf{OK})$$

• Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$5290,26 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 800 \text{ cm}$$

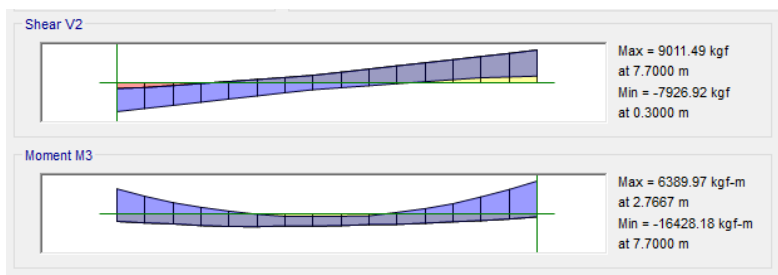
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.0297 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0334 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

#### b. Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.44 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Setelah Komposit

$$M_{min} = 16428,18 \text{ kgm}$$

$$M_{max} = 6389,97 \text{ kgm}$$

$$V_{max} = 9011,49 \text{ kg}$$

#### 1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq L \frac{1}{4} = \frac{1}{4} 800 = 200 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 700 = 350 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 200 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0,85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0,85 \times 300 \times 11 \times 200 = 561000 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 163,5 \times 2500 = 408750 \text{ kg}$$

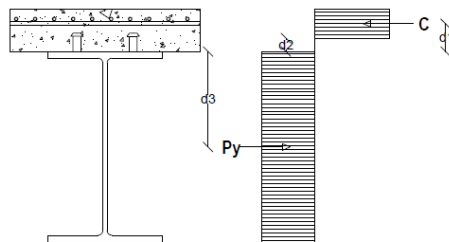
Karena  $C1 > C2$ , maka garis netral terletak pada beton

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{408750}{0,85 \times 300 \times 200} = 8 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 50 + 110 - 8/2 = 156 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 488 = 24,4 \text{ cm}$$



Gambar 4.45 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang

$$C = 561000 \text{ kg}$$

$$T = 408750 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 561000 (8 + 0) + 408750 (24,4 - 0) = 14461500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$638997 \leq 0,9 \times 14461500 \text{ (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36,36$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 40 \times 1,1 \times 1 = 66000 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$9011,49 \leq 66000 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 800 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,16 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,177 \text{ cm} < 2,16 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 200/20 = 10 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 10 \times 0,785 \times 4800 = 37680 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 163,5 \times 2500 = 408750 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,8 \times 2500 = 135000 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \left( \frac{408750 - 37680}{2} - 135000 \right)$$

$$= 50535 \text{ kg}$$

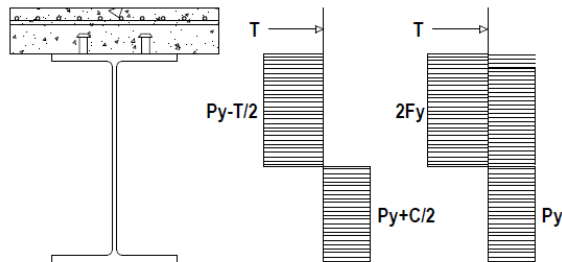
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{50535}{11 \times 2500} = 18,37 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_w (t_f + 0,5 a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(135000 \times 0,15 \times 1,8) + (50535 \times (1,8 + 0,5 \times 18,37))}{135000 + 50535} = 3,64 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 24,4$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5 + 11 - 2 = 14 \text{ cm}$$



Gambar 4.46 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif  
Balok Induk Memanjang

$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) = 37680 (14 + 3,64) + 408750 (24,4 - 3,64) = 9147444,464 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1642818 \leq 0,9 \times 9147444,464 \text{ (OK)}$$



### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$D = 20 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 29440,087 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 3,14 \cdot (300 \cdot 29440,087)^{0,5} \\ = 4668,2 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 3,14 \times 4100 = 9660,39 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{408750}{2 \times 9660,39} = 21,15 = 22 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{400}{22} = 18,18 = 15 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

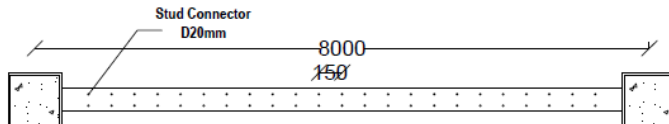
$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{37680}{2 \times 9660,39} = 1,95 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{200}{2} = 100 = 80 \text{ cm}$$

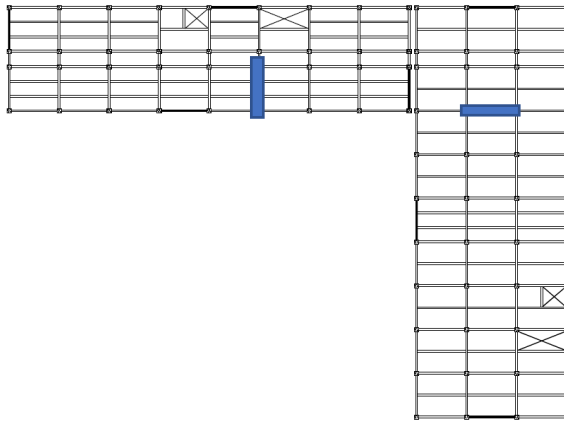


Gambar 4.47 Shear Connector Balok Memanjang

Tabel 4.36 Rekapitulasi Profil Balok Induk Memanjang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 500 x 300 x 11 x 18	Lantai 1-15
B	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15

#### 4.4.4.2 Perencanaan Balok Induk Arah Melintang



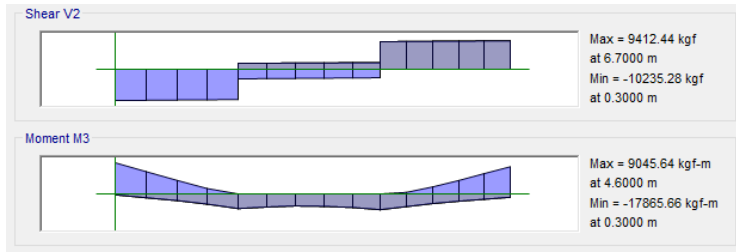
Gambar 4.48 Balok Induk Melintang yang ditinjau

Balok induk melintang direncanakan menggunakan profil WF 600x300x12x17, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 137 \text{ kg/m}$      $r = 28 \text{ mm}$      $h = d - 2(tf + r)$   
 $A = 174,5 \text{ cm}^2$      $Z_x = 3782 \text{ cm}^3$      $= 492 \text{ mm}$   
 $d = 582 \text{ mm}$      $Z_y = 785 \text{ cm}^3$      $S_x = 3530 \text{ cm}^3$   
 $bf = 300 \text{ mm}$      $i_x = 24,3 \text{ cm}$      $S_y = 511 \text{ cm}^3$   
 $tw = 12 \text{ mm}$      $i_y = 6,63 \text{ cm}$      $f_y = 250 \text{ Mpa}$   
 $tf = 17 \text{ mm}$      $I_x = 103000 \text{ cm}^4$      $f_u = 410 \text{ Mpa}$   
 $I_y = 7670 \text{ cm}^4$      $E = 200000 \text{ Mpa}$

a. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.49 Gaya Dalam Balok Induk Memanjang Sebelum Komposit

$$M_{max} = 17865,66 \text{ kgm}$$

$$V_{max} = 10235,28 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 17} = 8,82$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{12} = 44,72$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 3782 \times 2500 = 9455000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1786566 \leq 0,9 \times 9455000 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 700 \text{ cm}$$

$$L_p = 330,04 \text{ cm}$$

$$L_r = 946,32 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

$$M_{maks} = 17865,66 \text{ kgm}$$

$$M_A = 6858,23 \text{ kgm}$$

$$M_B = 7564,68 \text{ kgm}$$

$$M_C = 9028,92 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 17865,66}{2,5 \times 17865,66 + 3 \times 6858,23 + 4 \times 7564,68 + 3 \times 9028,92}$$

$$= 1,82 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1,82 \left[ 9455000 - (9455000 - 0,7 \times 2500 \times 3530) \left( \frac{700 - 330,04}{946,32 - 330,04} \right) \right] < 9455000$$

$$13640499,08 \text{ kgcm} > 9455000 \text{ kgcm (OK) Digunakan } M_n$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1786566 \leq 0,9 \times 13640499,08 \text{ (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{12} = 44,72$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 58,2 \times 1,2 \times 1 = 81180 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$10235,28 \leq 81180 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 700 \text{ cm}$$

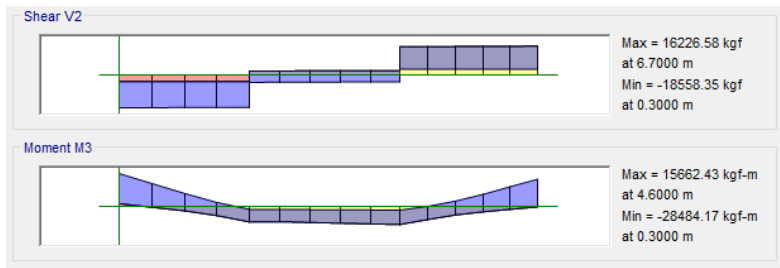
$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.047 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,136 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

b. Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.50 Gaya Dalam Balok Induk Melintang Setelah Komposit

$$M_{max} = 15662,43 \text{ kgm}$$

$$M_{min} = 28484,17 \text{ kgm}$$

$$V_{max} = 18558,35 \text{ kg}$$

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq L \frac{1}{4} = \frac{1}{4} 700 = 175 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 800 = 400 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai  $B_{eff} = 175 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 44,72$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$  (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0,85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0,85 \times 300 \times 11 \times 175 = 490875 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 174,5 \times 2500 = 436250 \text{ kg}$$

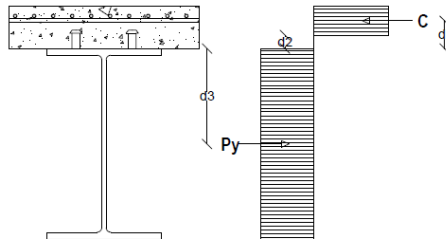
Karena  $C1 > C2$ , maka garis netral terletak pada beton

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{436250}{0,85 \times 300 \times 175} = 9,77 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 50 + 110 - 9,77/2 = 111,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 58,2 = 29,1 \text{ cm}$$



Gambar 4.51 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang

$$C = 490875 \text{ kg}$$

$$T = 436250 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 490875 (9,77 + 0) + 436250 (29,1 - 0) = 17490723,75 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$1566243 \leq 0,9 \times 17490723,75 \text{ (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{12} = 42,72$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 49,2 \times 1,2 \times 1 = 81180 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$18558,35 \leq 81180 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 700 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{700}{360} = 1,94 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,293 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,325 \text{ cm} < 1,94 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

## 2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan} = 175/20 = 8,75 \text{ buah} \\ = 10 \text{ buah}$$

$$\text{selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 10 \times 0,785 \times 4800 = 37680 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 174,5 \times 2500 = 436250 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil  $P_f$

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1,7 \times 2500 = 127500 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_W = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \left( \frac{436250 - 37680}{2} - 127500 \right)$$

$$= 71785 \text{ kg}$$

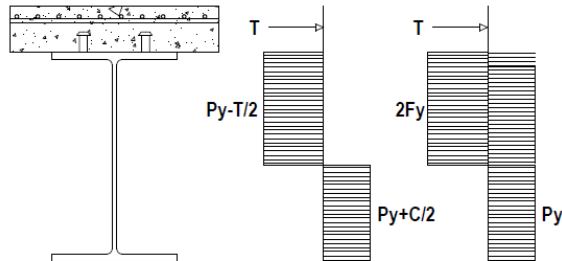
$$a_W = \frac{P_W}{t_W \cdot F_y} = \frac{71785}{12 \times 2500} = 26,1 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 t_f) + (P_W (t_f + 0,5 a_W))}{P_f + P_W}$$

$$d_2 = \frac{(127500 \times 0,5 \times 1,7) + (71785 \times (1,7 + 0,5 \times 26,1))}{127500 + 71785} = 5,85 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 29,1$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5 + 11 - 2 = 14 \text{ cm}$$



Gambar 4.52 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Melintang

$$M_n = T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) = 37680 (14 + 5,8) + 436250 (29,1 - 5,8) = 10887726,46 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$2848417 \leq 0,9 \times 10887726,46 \text{ (OK)}$$



### 3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$D = 20 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{30} = 29440,08 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 3,14 \cdot (300 \cdot 29440,08)^{0,5} \\ = 4668,2 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 2,83 \times 4100 = 9660,39 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{436250}{2 \times 9660,39} = 22,57 = 24 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{350}{24} = 14,5 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

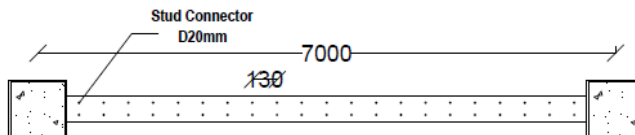
$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{37680}{2 \times 9660,39} = 1,95 = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{min} = 6 \times d_s = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 8 \times t_{plat} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{175}{2} = 87,5 = 50 \text{ cm}$$



Gambar 4.53 Shear Connector Balok Melintang

Tabel 4.37 Rekapitulasi Profil Balok Induk Melintang

Tower	Profil	Keterangan
A	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15
B	Profil WF 600 x 300 x 12 x 17	Lantai 1-15

#### 4.4.4.3 Perencanaan Balok Induk Beton Bertulang

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan longitudinal = 25 mm,  $A_s = 4,908 \text{ cm}^2$

Diameter tulangan sengkang = 13 mm,  $A_s = 1,327 \text{ cm}^2$

$b = 400 \text{ mm}$

$h = 600 \text{ mm}$

Selimut beton = 40 mm

$D = h - \text{selimut beton} - 0,5 \text{ tulangan longitudinal} - \text{tulangan sengkang}$

$D = 600 - 40 - (0,5 \times 25) - 13 = 534,5 \text{ mm}$

$d' = \text{Selimut beton} + 0,5 \text{ tulangan longitudinal} + \text{tulangan sengkang}$

$d' = 40 + (0,5 \times 25) + 13 = 65,5 \text{ mm}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,85 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,835 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0272$$

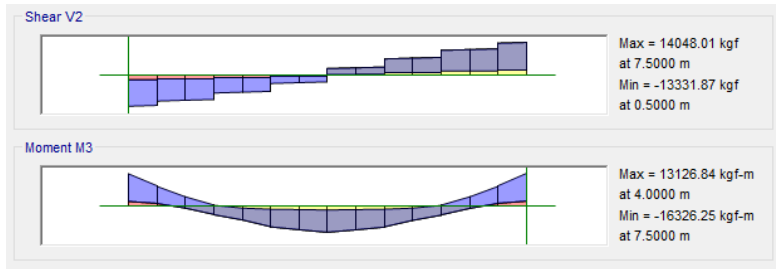
$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0037

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

- Gaya dalam



Gambar 4.54 Gaya Dalam Balok Induk Beton Bertulang

Mu tumpuan negatif = 16326,25 kgm

Mu tumpuan positif = 4573,01 kgm

Mu lapangan = 13126,84 kgm

- Perhitungan tulangan serat atas tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{16326,25 \times 10000}{0,9 \cdot 400 \cdot 534,5^2} = 1,58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 1,58}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0039$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0039 \times 400 \times 534,5 = 834,91 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{834,91}{490,87} = 1,7 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D25

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 80,849 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s,terpasang} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{80,849}{2} \right)$$

$$M_n = 40728327.14 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 40728327.14 = 36655,49 \text{ kg.m} > M_u = 16326,25 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 3D25

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{80,849}{0,835} = 96,825 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (534,5 - 96,825)}{96,825}$$

$$\varepsilon_s = 0,013 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan serat bawah tumpuan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4573,01 \times 10000}{0,9 \times 400 \times 534,5^2} = 0,44$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,44}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,001 < \rho_{\min}$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0037 \times 400 \times 534,5 = 804,87 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{804,87}{490,87} = 1,63 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D25

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 80,849 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s, \text{terpasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{80,849}{2} \right)$$

$$M_n = 40728327.14 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 40728327.14 = 36655,49 \text{ kg.m} > M_u = 4573,01 \text{ kg.m}$$

maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 2D25

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{80,849}{0,835} = 96,825 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (534,5 - 96,825)}{96,825}$$

$$\varepsilon_s = 0,013 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan serat bawah lapangan

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{13126,84 \times 10000}{0,9 \times 400 \times 534,5^2} = 1,27$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,35} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 1,27}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0031 < \rho_{\min}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 400 \times 534,5 = 804,87 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s} = \frac{804,87}{490,87} = 1,63 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 3D25

Keseimbangan gaya internal

$$C_c = 0,85 \times f_c' \times a \times b$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$C_c = T_s$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{981,747 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 40,42 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s, \text{terpasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 981,747 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{40,42}{2} \right)$$

$$M_n = 211976652,4 \text{ N.mm}$$

$\phi M_n = 0,9 \times 211976652,4 = 19077,898 \text{ kg.m} > M_u = 13126,84 \text{ kg.m}$   
 maka penulangan lentur memenuhi, dipakai 3D25

Kontrol kesesuaian penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40,42}{0,835} = 48,407 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0,003 \times (d - c)}{c} = \frac{0,003 \times (534,5 - 48,407)}{48,407}$$

$$\varepsilon_s = 0,03 > 0,005 \text{ (asumsi } \phi \text{ benar)}$$

- Perhitungan tulangan serat atas lapangan

$$As_{min} = \frac{1}{2} As = \frac{804,87}{2} = 402,435 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{As} = \frac{402,435}{490,87} = 0,819 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur 2D22

- Perhitungan geser tumpuan

$$L_n = 8000 \text{ mm}$$

$$W_u = 20 \text{ kN/m (distribusi beban segitiga dan trapesium)}$$

Gaya lintang tumpuan

$$a_l = \frac{Asx1,25xf_y}{0,85xf_c'xb} = \frac{1472,4x1,25x420}{0,85x40x400} = 56,83 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{prl} &= Asx1,25xf_yx \left( d - \frac{a_l}{2} \right) \\ &= 1963,2x1,25x420x \left( 534,5 - \frac{56,83}{2} \right) = 391,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{prl} = 391,2 \text{ kNm}$$

$$a_2 = \frac{Asx1,25x f_y}{0,85x f'_{cx} b} = \frac{981,6x1,25x420}{0,85x40x400} = 37,89 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr2} &= Asx1,25x f_y x \left( d - \frac{a_1}{2} \right) \\ &= 981,6x1,25x420x \left( 534,5 - \frac{37,89}{2} \right) = 265,68 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{pr2} = 265,68 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \times L_n}{2} \\ V_{ekn} &= \frac{391,2 + 265,68}{8} + \frac{20 \times 800}{2} \end{aligned}$$

$$V_{ekn} = 162,11 \text{ kN}$$

Kuat geser beton

Syarat 1:

$$V_{ekn}/2 = 162,11/2 = 81,05$$

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{391,2 + 265,68}{8} = 82,11 > V_{ekn}/2 \text{ (OK)}$$

Syarat 2:

$N_u < 0,2A_g f'_c$  ( $N_u$  balok sangat kecil sehingga OK)

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b w x d \\ &= 0,75x \frac{\sqrt{40}}{6} x 400x543,5 = 146,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan:

$$V_u > V_c$$

$$V_s = \frac{V_u - V_c}{\phi} = \frac{160,78 - 146,37}{0,75} = 19,21 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{75\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75\sqrt{40} \cdot 400 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 570,544$$

$$A_{v2} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{400 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 317,46$$

$$A_{v3} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{19,21x1000x1000}{420x534,5} = 85,58$$

Maka diambil 570,544 mm<sup>2</sup>

Jarak tulangan:

Dipasang tulangan sengkang 2D13 ( $A_s = 1,327 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{A_s}{A_v} = \frac{2 \times 1,327 \times 100000}{570,544} = 465,16 \text{ mm}$$

Syarat spasi tumpuan:

$$s < d/4 = 534,5/4 = 133,625 \text{ mm}$$

$$s < 6d_{min} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$s < 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan D13-100 mm.

- Perhitungan geser lapangan

$$A_{v1} = \frac{75\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75\sqrt{30} \cdot 400 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 570,544$$

$$A_{v2} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{400 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 317,46$$

$$A_{v3} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{16,08 \times 1000 \times 1000}{420 \times 534,5} = 85,58$$

Jarak tulangan:

Dipasang tulangan sengkang 2D13 ( $A_s = 1,327 \text{ cm}^2$ )

$$S = \frac{A_s}{A_v} = \frac{2 \times 1,327 \times 100000}{570,544} = 465,16 \text{ mm}$$

Syarat spasi tumpuan:

$$s < d/2 = 534,5/2 = 267,25 \text{ mm}$$

$$s < 600 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang tulangan transversal tumpuan D13-250 mm.

- Perhitungan tulangan torsi

Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

$A_{cp}$  = Luas bruto penampang beton

$$= b \times h$$

$$= 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$P_{cp}$  = keliling luar penampang beton

$$= 2 \times (b + h)$$



$$= 2 \times (400 + 600) = 2000 \text{ mm}$$

Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

$A_{cp}$  = Luas penampang total

$P_{cp}$  = Keliling penampang total

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

$\phi$  = 0,75

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \left( \frac{240000^2}{2000} \right)$$

$$2856390,5 \text{ N.mm} < 95829,53 \text{ N.mm}$$

Tidak membutuhkan tulangan torsi namun tetap dipasang tulangan torsi minimum.

- Panjang penyaluran tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1, panjang penyaluran  $L_{dh}$  untuk tulangan tarik dengan kait standar  $90^\circ$  dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$L_{dh} > 8 \cdot d_b = 128 \text{ mm}$$

$$L_{dh} > 150 \text{ mm}$$

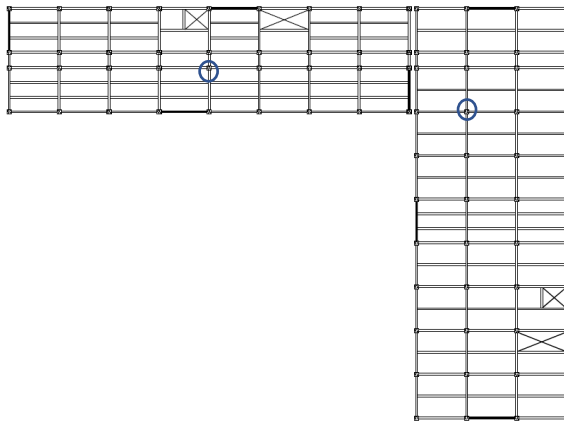
$$L_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 368,06 \text{ mm}$$

Maka digunakan  $L_{dh} = 400 \text{ mm}$  masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait  $12 \cdot d_b = 192 \text{ mm}$ .

Tabel 4.38 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk Beton

Tower	Profil Balok Induk	Tumpuan		Lapangan		Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
		Serat Bawah	Serat Atas	Serat Bawah	Serat Atas		
A	40/60	2D25	3D25	3D25	2D25	2D13 - 100 mm	D13 - 250 mm
B	40/60	2D25	3D25	3D25	2D25	2D13 - 100 mm	D13 - 250 mm

#### 4.4.5 Perencanaan Kolom



Gambar 4.55 Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 700x700x28 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

H = 700 mm	$I_x = 556600 \text{ cm}^4$	$A_s = 744 \text{ cm}^2$
B = 700 mm	$I_y = 556600 \text{ cm}^4$	$A_c = 4156 \text{ cm}^2$
t = 28 mm	$Z_x = 15900 \text{ cm}^3$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
$i_y = 27,35 \text{ cm}$	$Z_y = 15900 \text{ cm}^3$	$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c}$
$i_x = 27,35 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$E_c = 31975.35 \text{ kg/cm}^2$
$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$	

Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi

$$P_u : 500105,46 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 17509,29 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 13047,25 \text{ kgm}$$

- Gaya akibat beban gempa

$$P_u : 1360000,52 \text{ kg}$$

$$M_{ux} : 36836,35 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} : 16497,95 \text{ kg}$$

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{744}{4156 + 744} \times 100\% \geq 1\%$$

$$15,18\% \geq 1\%$$

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63,922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p$$

$$P_p = f_y A_s + C_2 f'_c \left( A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 2500 \times 744 + 0,85 \times 400 (4156 + 0)$$

$$P_p = 4686080 \text{ kg}$$

- Momen nominal kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31,678$$

$\lambda \leq \lambda_p$  (Penampang Kompak)

Penampang kompak sehingga,  $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 15900 \times 2500 = 39750000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$3683635 \leq 0,9 \times 39750000 \text{ (OK)}$$

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

a. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M_1 = 1559,95 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 8116,17 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 17509,29 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 36836,35 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{1559,95}{8116,17} \right) = 0,52$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 400)^2} = 68598167 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B_1 = \frac{0,52}{1 - \frac{4686080}{68598167}} \geq 1$$

$$B_1 = 0,56 \geq 1$$

$$B_1 = 1$$

b. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$P_{story} = 500105,46 \text{ kg}$

$$P_{e \text{ story}} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = 476992619,6 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{497634,9}{476984718,8}\right)} = 1,001 \geq 1$$

c. Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{rx} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 17509,29 + 1,001 \times 36836,35$$

$$M_{rx} = 54384,3 \text{ kgm}$$

2. Arah sumbu Y

a. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 3427,23 \text{ kgm}$$

$$M2 = 5366,29 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 13047,25 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 16497,95 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M1}{M2} \right) = 0,6 - 0,4 \left( \frac{3427,23}{5366,29} \right) = 0,344$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 400)^2} = 68598167 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

$$B1 = \frac{0,344}{1 - \frac{4686080}{68598167}} \geq 1$$

$$B1 = 0,369 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{story} = 500105,46 \text{ kg}$$

$$Pe_{story} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = 626763511,3 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}})} = \frac{1}{(1 - \frac{497634,9}{626763511,3})} = 1 \geq 1$$

c. Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 13047,25 + 1 \times 16497,95$$

$$M_{ry} = 29558,37 \text{ kgm}$$

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} = 500105,46 + 1 \times 136000,52$$

$$P_r = 636214,58 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{636214,58}{0,9 \times 4686080} = 0,15 \leq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_u}{\phi P_n \times 2} + \left( \frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{636214,58}{0,9 \times 4686080 \times 2} + \left( \frac{54384,3}{397500} + \frac{29558,37}{397500} \right) \leq 1$$

$$0,28 \leq 1 \text{ (OK)}$$

Maka Kolom CFT 700 x 700 x 28 dapat digunakan.

Tabel 4.39 Rekapitulasi Profil Kolom

Tower	Lantai	Kolom CFT
A & B	1 s/d 5	CFT 700 x 700 x 28
	6 s/d 10	CFT 600 x 600 x 28
	11 s/d 15	CFT 550 x 550 x 28

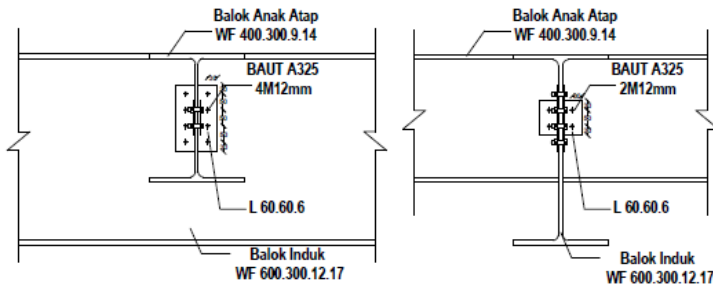
## 4.5 Perencanaan Sambungan

### 4.5.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

#### 4.5.1.1 Sambungan Atap Apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 9068,088 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x300x9x14 dan balok induk WF 600x300x12x17. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan M12 ;  $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4.56 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada Badan Balok Anak

Mutu baut A325 ( $F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} m A_b = 0,75 \cdot 4750 \cdot 2 \cdot 1,13 \\ &= 8051,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 4100$$

$$= 6863,4 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}$$

$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 6863,4 = 5146,55 \text{ kg}$  (menentukan)  
 $n = Vu / \emptyset Vn = 9068,088/5146,55 = 1,72 \approx 2 \text{ buah}$   
 Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 18 mm s/d 72 mm

Pakai S1 = 30 mm

Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
 = 18 mm s/d 72 mm

Pakai S2 = 30 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 36 mm s/d 90 mm

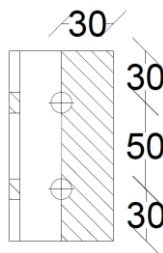
Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\emptyset \text{ lubang} = 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$  (lubang dibuat dengan bor)  
 = 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4.57 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$A_g = L \times t_{siku} = 11 \times 0,6 = 6,6 \text{ cm}^2$

$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1,35) \times 0,6 = 4,98 \text{ cm}^2$



Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,6 \cdot 6,6 \cdot 2500 = 9900 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,6 \cdot 4,98 \cdot 4100 = 12250,8 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 9900 = 19800 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 9068,088 \text{ kg} < 19800 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan pada Badan Balok Induk

Mutu baut A325 ( $F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset F_{nv} m A_b = 0,75 \cdot 4750 \cdot 2 \cdot 1,13 \\ &= 8051,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\begin{aligned} &= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 6863,4 \text{ kg} \leq 14169,6 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 6863,4 = 5146,55 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 9068,088 \times 2 / 5146,55 = 3,5 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 d_b \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 30 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 d_b \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai S2 = 30 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3 d_b \text{ s/d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

Pakai S = 50 mm

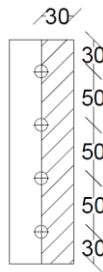
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\varnothing$  lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4.58 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 21 \times 0,6 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (12,6 - 4 \times 1,35) \times 0,6 = 4,32 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,6 \cdot 12,6 \cdot 2500 = 18900 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,6 \cdot 4,32 \cdot 4100 = 10627,2 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

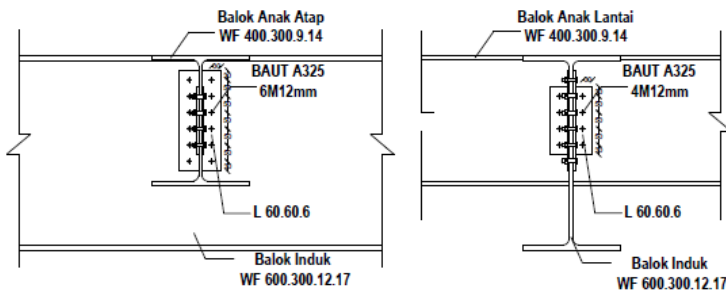
$$2\varnothing P_u = 2 \cdot 10627,2 = 21254,4 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\varnothing p_u \rightarrow 9068,08 \times 2 = 18136,16 \text{ kg} < 21254,4 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.1.2 Sambungan Lantai Apartemen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 11574,984 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x300x9x14 dan balok induk WF 600x300x12x17. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan M12 ;  $A_s=1,13 \text{ cm}^2$ .



Gambar 4.59 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada Badan Balok Anak

Mutu baut A325 ( $F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_{nv} m A_b = 0,75 \cdot 4750 \cdot 2 \cdot 1,13 \\ &= 8051,25 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\begin{aligned}&= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 4100 \\ &= 6863,4 \text{ kg} \leq 10627,2 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 6863,4 = 5146,55 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 11574,984 / 5146,55 = 2,24 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 18 mm s/d 72 mm

Pakai S1 = 30 mm

Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 18 mm s/d 72 mm

Pakai S2 = 30 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 36 mm s/d 90 mm

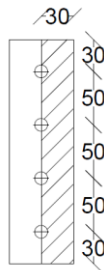
Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4.60 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 21 \times 0,6 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (12,6 - 4 \times 1,35) \times 0,6 = 4,32 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 12,6 \cdot 2500 = 18900 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,6 \cdot 4,32 \cdot 4100 = 10627,2 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 10627,2 = 21254,4 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset p_u \rightarrow 11574,984 \text{ kg} < 21254,4 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan pada Badan Balok Induk

Mutu baut A325 ( $F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015  
Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset F_{nv} m A_b = 0,75 \cdot 4750 \cdot 2 \cdot 1,13 \\ &= 8051,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 30 - 0,5 (12 + 1,5) = 23,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 23,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 4100 \\ &= 6863,4 \text{ kg} \leq 14169,6 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 6863,4 = 5146,55 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 11574,984 / 5146,55 = 4,49 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S2} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} = 36 \text{ mm s/d } 90 \text{ mm}$$

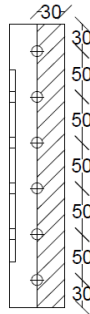
$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$\varnothing \text{ lubang} = 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$  (lubang dibuat dengan bor)  
 $= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$



Gambar 4.61 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 31 \times 0,6 = 18,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (31 - 6 \times 1,35) \times 0,6 = 13,74 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,6 \cdot 18,6 \cdot 2500 = 27900 \text{ kg (Menentukan)}$$

Kuat putus

$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,6 \cdot 13,74 \cdot 4100 = 33800,4 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\varnothing P_u = 2 \cdot 27900 = 55800 \text{ kg}$$

Syarat:

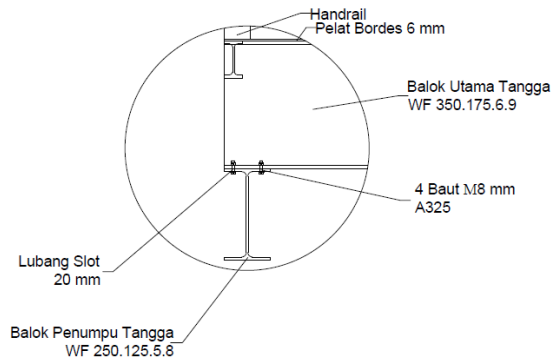
$$V_u \leq 2\varnothing p_u \rightarrow 11574,984 \times 2 = 23149,96 \text{ kg} < 55800 \text{ kg (OK)}$$

#### 4.5.2 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

##### 4.5.2.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

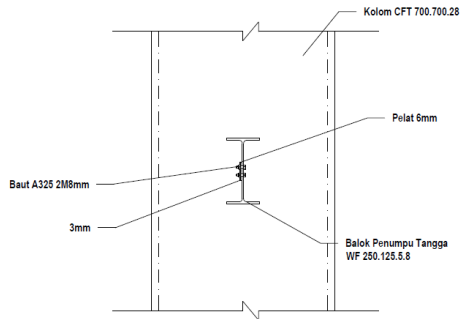
Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 350x175x6x9 berada diatas balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan diberikan lubang slot sepanjang  $2,5d_b = 20 \text{ mm}$  dengan M8.



Gambar 4.62 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

#### 4.5.5 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 2095,35 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dimensi kolom CFT 700x700x28.



Gambar 4.63 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Siku:

Profil pelat 6 mm

baut = M8 ;  $A_s = 0,502 \text{ cm}^2$

Mutu baut A325 ( $F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015  
Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} m A_b = 0,75 \cdot 4750 \cdot 1 \cdot 0,502 \\ &= 1788,375 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 20 - 0,5 (8 + 1,5) = 15,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 15,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 4100 \\ &= 4501,8 \text{ kg} \leq 3936 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 3936 = 2952 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 2095,35 / 1788,375 = 1,7 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5 d_b \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 20 mm

$$\text{Jarak tepi : (S2)} = 1,5 d_b \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$



$$= 12 \text{ mm s/d } 72 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 20 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 24 mm s/d 90 mm

Pakai S = 30 mm

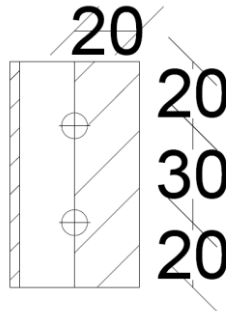
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Tebal Pelat penyambung = 6 mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Ø lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}$$



Gambar 4.64 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 7 \times 0,6 = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (7 - 2 \times 0,95) \times 0,6 = 3,06 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 4,2 \cdot 2500 = 6300 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 3,06 \cdot 4100 = 7527,6 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi p_u \rightarrow 2877,3 \text{ kg} < 6300 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat ( $d_{\text{plat}}$ ) = 7 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E70xx}$

$$A_{we} = t_e \cdot (2 \cdot d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times 2 \times (7)$$

$$= 14 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{2095,35}{14} = 149,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{149,66}{2214,45} = 0,067 \text{ cm}$$

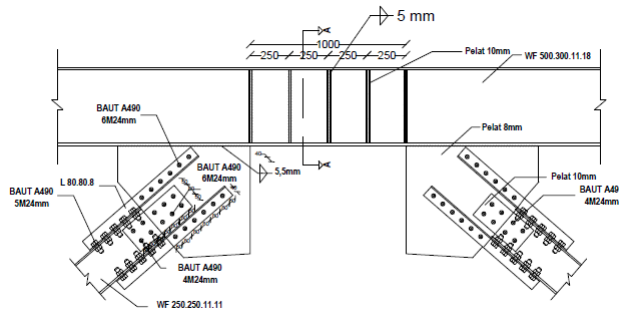
$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,067}{0,707} = 0,095 \text{ cm} < (a_{\text{min}} = 3 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$

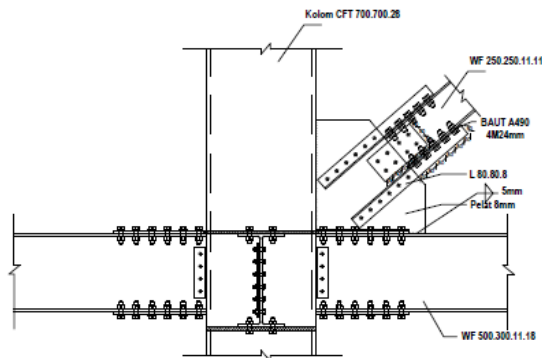
Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

#### 4.5.3 Sambungan Bresing

Sesuai peraturan SNI 1729-2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25.  $R_y V_n$ . Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link adalah WF 500x300x11x18 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 250x250x11x11.



Gambar 4.65 Sambungan Bresing dengan Balok Link



Gambar 4.66 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Gaya pada bresing

$P_u = 185286,50 \text{ kg}$

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot b_f \cdot t_f}{A} = \frac{185286,50 \times 25,2 \times 1,1}{82,06} = 62590,07 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 185286,50 - (2 \times 62590,07) = 60106,34 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada sayap balok pada pelat *gusset*

Profil siku 80x80x8

baut = 24 mm;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015

Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.m.A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 39290,01 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 50 - 0,5 (24+1,5) = 37,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Rn &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 3,725 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 14661,6 \text{ kg} \leq 25977,6 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 14661,6 = 10996,2 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 62590,07 / 10996,2 = 5,6 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M24 pada pelat *gusset*.

- Sambungan geser pada sayap balok

Profil siku 80x80x8

baut = 24 mm;  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015

Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.m.A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 1 \cdot 4,52 \\ &= 19645 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 50 - 0,5 (24+1,5) = 37,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}Rn &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 3,725 \cdot 0,8 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 14661,6 \text{ kg} \leq 25977,6 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 14661,6 = 10996,2 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 62590,07 / 10996,2 = 5,6 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M24 pada pelat sayap bresing.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 22 mm s/d 96 mm

Pakai S1 = 50 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 22 mm s/d 96 mm

Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 72 mm s/d 120 mm

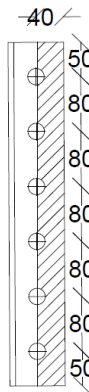
Pakai S = 80 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 80x80x8

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

Ø lubang = 24 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 25,5 mm = 2,55 cm



Gambar 4.67 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 48 \times 0,8 = 38,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (48 - 6 \times 2,55) \times 0,8 = 26,16 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,6 \cdot 38,4 \cdot 2500 = 57600 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,6 \cdot 26,16 \cdot 4100 = 64353,6 \text{ kg}$$

Terdapat 2 sisi sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 57600 = 115200 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset p_u \rightarrow 62590,07 \text{ kg} < 115200 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Profil pelat tebal 10 mm

$$\text{baut} = M24 ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015

Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset F_{nv} \cdot m \cdot A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 39290,01 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 50 - 0,5 (24 + 1,5) = 37,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\begin{aligned} &= 1,2 \cdot 3,725 \cdot 1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 18327 \text{ kg} \leq 25977,6 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 18327 = 13745,25 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 60106,34 / 13745,25 = 4,3 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M24 pada pelat gusset.

- Sambungan geser pada badan balok

Profil pelat tebal 10 mm

$$\text{baut} = M24 ; A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015

Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\emptyset R_n = \emptyset F_{nv} \cdot m \cdot A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 1 \cdot 4,52$$

$$= 19645 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 50 - 0,5 (24 + 1,5) = 37,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 3,725 \cdot 1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,1 \cdot 4100$$

$$= 18327 \text{ kg} \leq 25977,6 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \cdot 18327 = 13745,25 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 60106,34 / 13745,25 = 4,3 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M24 pada pelat badan bresing.

- Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 96 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 96 mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm} = 72 \text{ mm s/d 120 mm}$$

$$\text{Pakai S} = 80 \text{ mm}$$

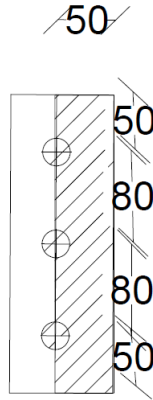
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai plat 10 mm

BJ41 ( $f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\emptyset \text{ lubang} = 24 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 25,5 \text{ mm} = 2,55 \text{ cm}$$



Gambar 4.68 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 50 \times 0,8 = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (50 - 6 \times 2,55) \times 0,8 = 27,76 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 40 \cdot 2500 = 60000 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 27,76 \cdot 4100 = 68289,6 \text{ kg}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 60000 = 120000 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 60106,34 \text{ kg} < 120000 \text{ kg}$$

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 900 mm.



Tebal efektif las sudut rencana  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}\emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot f_{EXX}) \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A &= t_e \cdot (2 \cdot d_{plat}) \\ &= 1 \times 2 \times (70 + 70) \\ &= 280 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \emptyset = \cos 49 = 0,65$$

$$\sin \emptyset = \sin 49 = 0,75$$

$$f_v = \frac{P_{ux} \sin \emptyset}{A} = \frac{0,75 \times 185286,5}{280} = 499,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \cos \emptyset}{A} = \frac{0,65 \times 185286,5}{280} = 434,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}f_{total} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\ &= \sqrt{(499,41)^2 + (434,13)^2} \\ &= 661,73 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{661,73}{2847,15} = 0,23 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,23}{0,707} = 0,32 \text{ cm} < (a_{\min} = 5 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 5 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 850 mm.

Tebal efektif las sudut rencana  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}\emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot F_{EXX}) \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= te \cdot (d_{\text{plat}}) \\
 &= 1 \times (2 \times 85) \\
 &= 170 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\cos \phi = \cos 49 = 0,65$$

$$\sin \phi = \sin 49 = 0,75$$

$$f_v = \frac{P_{ux} \sin \phi}{A} = \frac{0,75 \times 185286,5}{170} = 822,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \cos \phi}{A} = \frac{0,65 \times 185286,5}{170} = 715,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\
 &= \sqrt{(822,57)^2 + (715,05)^2} \\
 &= 1089,92 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{f_{u_{\text{las}}}} = \frac{1089,92}{2847,15} = 0,382 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,382}{0,707} = 0,54 \text{ cm} < (a_{\text{min}} = 5 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{\text{max}} = 8 - 2 = 6 \text{ mm}$ .

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5,5 mm

#### 4.5.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

Balok Induk Memanjang = WF 500 x 300 x 11 x 18

Balok Induk Melintang = WF 600 x 300 x 12 x 17

Kolom = CFT 700 x 700 x 28

Mutu Las = FE<sub>90xx</sub>

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) Berdasarkan Tabel J3.2



- Perhitungan gaya geser pada sambungan

- Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} \text{Mu}^* &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 3100 \times 2500 \\ &= 12787500 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu1} &= 2 \times \text{Mu/L} \\ &= 2 \times 12787500/800 = 31968,75 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$\begin{aligned} \text{Vu2} &= 9011,49 \text{ kg} \\ \text{Vu total} &= 9011,49 + 31968,75 \\ &= 40980,24 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Plate tebal 11 mm

baut = M19 ;  $A_s = 2,835 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} m A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 1 \cdot 2,835 \\ &= 12310,98 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 40 - 0,5 (19 + 1,5) = 29,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 29,75 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 16100,7 \text{ kg} \leq 20565,6 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 16100,7 = 12075,525 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = \text{Vu} / \phi V_n = 40980,24 / 12075,525 = 3,39 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut M19.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 26 \text{ mm s/d 132 mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 40 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm  
= 26 mm s/d 132 mm

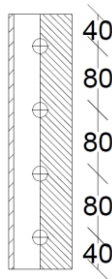
Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 57 mm s/d 165 mm

Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

Ø lubang = 19 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)  
= 20,5 mm = 2,05 cm



Gambar 4.71 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 32 \times 1,1 = 35,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (34 - 4 \times 2,05) \times 1,1 = 26,18 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 35,2 \cdot 2500 = 52800 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 26,18 \cdot 4100 = 64402,8 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 38369,93 \text{ kg} < 52800 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat ( $d_{\text{plat}}$ ) = 32 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E90xx}$

$$A_{we} = t_e \cdot (2 \cdot d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (32)$$

$$= 32 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{40980,24}{32} = 1280,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{1280,63}{2847,15} = 0,44 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,44}{0,707} = 0,63 \text{ cm} > (a_{\text{min}} = 5 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{\text{max}} = 11 - 2 = 9 \text{ mm}$ .

Maka dipakai las sudut dengan tebal 7 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$P_u = \frac{M_u}{D_{balok}} = \frac{12787500}{48,8 \times 2 \times 1,8} = 282909,29 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$t_e = 2 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_1 = t_e \cdot d_{\text{plat}}$$

$$= 2 \times 32 = 64 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{282909,29}{64} = 4420,45 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm

baut = M28 ;  $A_s = 6,15 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015  
Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot m \cdot A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 1 \cdot 6,15 \\ &= 26739,03 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 75 - 0,5 (28 + 1,5) = 60,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 60,25 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 28 \cdot 2 \cdot 4100 \\ &= 59286 \text{ kg} \leq 55104 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 55104 = 41328 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 282909,29 / 26739,03 = 10,58 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut M28.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 34 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

Pakai S1 = 75 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 34 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

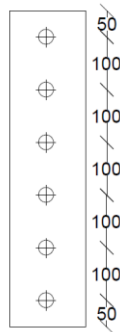
Pakai S2 = 50 mm

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 84 \text{ mm s/d 200 mm}$$

Pakai S = 100 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned}\phi \text{ lubang} &= 28 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 29,5 \text{ mm} = 2,95 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 4.72 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 60 \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (60 - 6 \times 2,95) \times 2 = 84,6 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 120 \cdot 2500 = 180000 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 84,6 \cdot 4100 = 208116 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 282909,29 \text{ kg} < 540000 \text{ kg}$$

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} M_u^* &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 3782 \times 2500 \\ &= 15600750 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 2 \times M_u / L \\ &= 2 \times 15600750 / 700 = 44573,57 \text{ kg} \end{aligned}$$



- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh  $V_u$  akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$\begin{aligned} V_{u2} &= 18558,35 \text{ kg} \\ V_u \text{ total} &= 18558,35 + 44573,57 \\ &= 63131,92 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Plate tebal 11 mm

baut = M19 ;  $A_s = 2,83 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 1 \cdot 2,83 \\ &= 123112,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 40 - 0,5(19+1,5) = 29,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$\begin{aligned} &= 1,2 \cdot 29,75 \cdot 1,1 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,9 \cdot 1,1 \cdot 4100 \\ &= 16100,7 \text{ kg} \leq 20565,6 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 16100,7 = 12075,525 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 63131,92 / 12075,525 = 5,22 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M19.

- Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 25 \text{ mm s/d 132 mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 40 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 25 \text{ mm s/d 132 mm} \end{aligned}$$

Pakai S2 = 40 mm

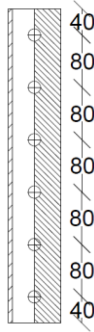
$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} = 57 \text{ mm s/d 165 mm}$$

Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\phi \text{ lubang} = 19 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 20,5 \text{ mm} = 2,05 \text{ cm}$$



Gambar 4.73 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 48 \times 1,1 = 52,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (48 - 6 \times 2,05) \times 1,1 = 39,27 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 52,8 \cdot 2500 = 118800 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 39,27 \cdot 4100 = 144906,3 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 63131,92 \text{ kg} < 118800 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan  $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat ( $d_{\text{plat}}$ ) = 48 cm

Mutu las yang digunakan  $F_{E90xx}$

$$A_{we} = t_e \cdot (2 \cdot d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (48)$$

$$= 48 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{63131,92}{48} = 1315,24 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1315,24}{2847,15} = 0,46 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,446}{0,707} = 0,65 \text{ cm} > (a \text{ min} = 5 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga  $a_{\min} = 5 \text{ mm}$  dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan  $a_{\max} = 11 - 2 = 9 \text{ mm}$ .

Maka dipakai las sudut dengan tebal 7 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D_{balok}} = \frac{15600750}{58,2 \times 2 \times 1,7} = 284685,21 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$te = 1,5 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 2 = 5694,3 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_l = te \cdot d_{plat} \\ = 2 \times 48 = 72 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{284685,21}{72} = 3953,96 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm

$$\text{baut} = M28 ; A_s = 6,15 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A490 ( $f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$ ) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot m \cdot A_b = 0,75 \cdot 5790 \cdot 1 \cdot 6,15 \\ &= 26739,03 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 75 - 0,5 (28+1,5) = 60,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 60,25 \cdot 2 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 28 \cdot 2 \cdot 4100$$

$$= 59286 \text{ kg} \leq 55104 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 55104 = 41328 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 63131,92 / 26739,03 = 10,64 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut M28.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 36 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 75 mm

Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 36 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 50 mm

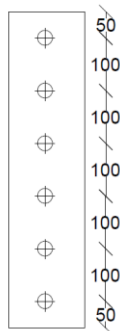
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 84 mm s/d 200 mm

Pakai S = 100 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

$\emptyset$  lubang = 28 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 29,5 \text{ mm} = 2,95 \text{ cm}$$



Gambar 4.72 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balo

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 60 \times 2 = 120 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (60 - 6 \times 2,95) \times 2 = 84,6 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 120 \cdot 2500 = 270000 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 84,6 \cdot 4100 = 312174 \text{ kg}$$

Terdapat 2 sisi sehingga

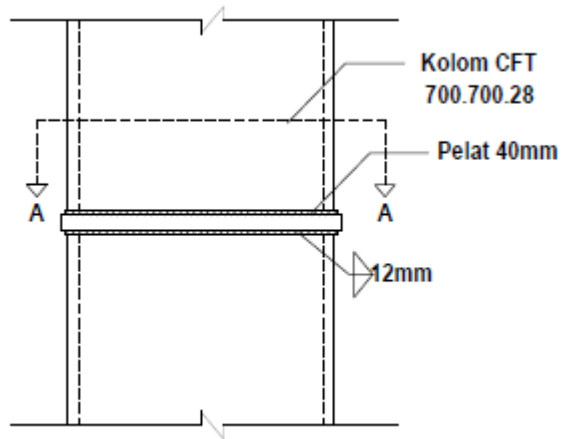
$$2\phi P_u = 2 \cdot 270000 = 540000 \text{ kg}$$

Syarat:

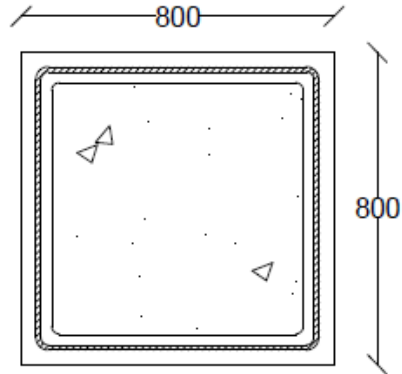
$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 63131,92 \text{ kg} < 540000 \text{ kg}$$

#### 4.5.5 Sambungan antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700x700x28.



Gambar 4.73 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4.74 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan  $F_{E90xx}$ .

- Hasil Output ETABS

$P_u = 500105,46 \text{ kg}$

$$V_u = 6401,4 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 17509,29 \text{ kgm}$$

$$M_{u_y} = 13047,25 \text{ kgm}$$

$$\text{Dimisalkan } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{E90xx} \times t_e$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1$$

$$F_{nw} = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

• Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{u_x}}{S_x} + \frac{M_{u_y}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{500105,46}{280} + \frac{1750929}{6533,3} + \frac{1304625}{6533,3}$$

$$f_v = 2253,7 \text{ kg/cm}^2$$

• Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{6401,4}{280} = 22,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(2253,7)^2 + (22,9)^2} = 2253,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{nw}} = \frac{2253,9}{2847,15} = 0,79 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,79}{0,707} = 1,11 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{\text{plat}} = 40 \text{ mm}, a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff}} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{\text{eff}} = 1,83 \text{ cmYY}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1,2 \text{ cm}$

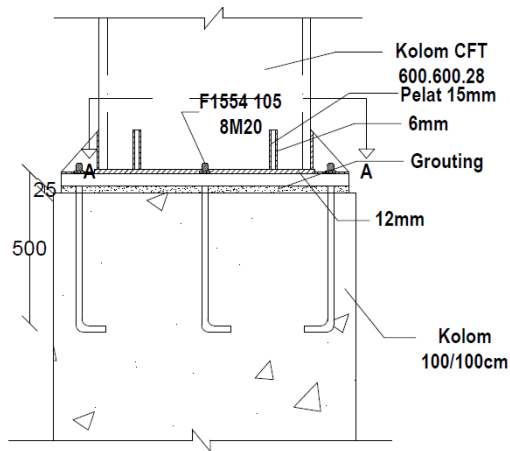
#### 4.5.6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 700x700x28 dengan data sebagai berikut:

$$H = 950 \text{ mm}$$

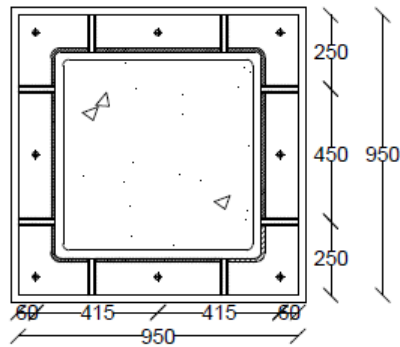
$$B = 950 \text{ mm}$$

$$t_p = 40 \text{ mm}$$



Gambar 4.75 Tampak Samping *Base Plate*



Gambar 4.76 Tampak Atas *Base Plate*

Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$P_u = 488422,02 \text{ kg}$$

$$M_{uX} = 2922256,26 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uY} = 305911,17 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 16506,9 \text{ kg}$$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las tumpul penetrasi penuh pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan  $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{las} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left( \frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left( \frac{70^2}{3} \right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left( \frac{d^2}{3} \right) = 70 \times 70 + \left( \frac{70^2}{3} \right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$F_{nw} = \phi \times 0,6 \times F_{E90xx} \times t_e$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1$$

$$F_{nw} = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $P_u$

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{488422,02}{280} + \frac{2922256,26}{6533,3} + \frac{305911,17}{6533,3}$$

$$f_v = 2665,51 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat  $V_u$

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{16506,9}{280} = 58,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(2665,51)^2 + (58,9)^2} = 2666,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{2666,1}{2847,15} = 0,93 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,93}{0,707} = 1,32 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 40 \text{ mm}, a_{min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{eff maks} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff maks} = 1,83 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan  $a = 1,4 \text{ cm}$

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{305911,17}{488422,02} = 6,335 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 100 = 15,8 \text{ cm} > e = 6,335 \text{ cm}$$

Karena  $1/6 h > e$ , maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 25 mm = 2,5 cm

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot d_b = 2 \cdot 2,5 = 5 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot 2,5 = 4,21 \text{ cm}$$

$$h' \geq 5 + 4,21 = 9,21 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 95 - 0,5 \times 9,21 = 90,395 \text{ cm}$$

$$B = 95 \text{ cm}$$

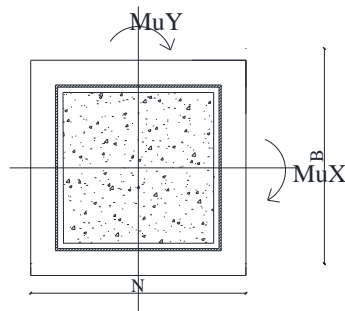
Dimensi beton :

Panjang : 1000 mm

Lebar : 1000 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{100 \cdot 100}{95 \cdot 95}} = 1,05$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4.77 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{488422,02}{95 \cdot 95} = 54,11 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 2922256,26}{95 \cdot 95^2} = 20,45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \text{ max}} = f_{pa} + f_{pb} = 54,11 + 20,45 = 74,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_p \text{ avail} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_p \text{ avail} = 306 > f_{p_{max}} = 74,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{95 - 0,95 \cdot 70}{2} = 14,25 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 74,5 - 2 \times 20,45 \times \frac{14,25}{95} \right) \left( \frac{14,25^2}{2} \right) +$$

$$\left( 2 \times 20,45 \times \frac{14,25}{95} \right) \left( \frac{14,25^2}{3} \right)$$

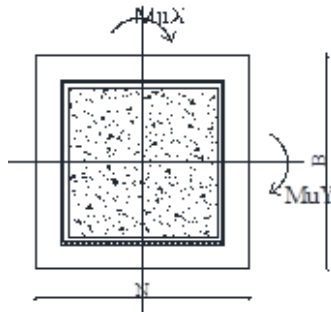
$$M_{upl} = 7363,45 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 7364,45}{0,9 \cdot 2500}} = 2,55 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4.78 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban  $P_u$

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{488422,02}{95 \cdot 95} = 54,11 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban  $M_u$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 305911,17}{95 \cdot 95^2} = 21,66 \frac{\text{kg}^2}{\text{cm}}$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 54,11 + 21,6 = 75,78 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \max} = 75,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan  $M_{upl}$  pada sejarak  $m$  setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{95 - 0,95 \cdot 70}{2} = 14,25 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left( f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{2} \right) + \left( 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left( \frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left( 74,5 - 2 \times 21,66 \times \frac{14,25}{95} \right) \cdot \left( \frac{14,25^2}{2} \right) +$$

$$\left( 2 \times 21,66 \times \frac{14,25}{95} \right) \cdot \left( \frac{14,25^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 7474,5 \text{ kg.cm/cm}$$

- Menentukan tebal *base plate*

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 7474,5}{0,9 \cdot 2500}} = 3,6 \text{ cm} < 4 \text{ cm (OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.

Tebal pelat pengaku minimum ( $t_s$ )

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku ( $t_s$ ) = 1,5 cm dengan las minimum ( $a = 6\text{mm}$ )

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan  $1/6 h > e$ , maka dipasang angkur praktis.

- Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M22 mm ( $A_s = 3,8 \text{ cm}^2$ ) mutu F1554 Grade 105 dengan  $f_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$ .

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_{nv} A_b m = 0,75 \cdot 7240 \cdot 3,8 \cdot 1 \\ &= 20641,2 \text{ kg (Menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 50 - 0,5 (22 + 1,5) = 38,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 3,825 \cdot 4 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 4 \cdot 4100 \\ &= 75276 \text{ kg} \leq 86592 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 75276 = 56457 \text{ kg}$$

- Kuat rencana Tarik

$$\begin{aligned}T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b = 0,75 \times 0,75 \times 7240 \times 3,8 \\ &= 20641,2 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Jumlah baut

$$n = V_u / \phi V_n = 20641,2 / 17058,84 = 0,799 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M22 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

- Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5 \cdot \sqrt{40}}$$

$$l_d = 23,717 d_b = 23,717 \times 2,2 = 52,17 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 60 cm

Tabel 4.40 Rekapitulasi Sambungan Strukur Sekunder

Tower	Elemen		Profil Siku	D (mm)	n (jb)
A & B	Balok anak lantai-balok Induk	Badan B.Anak	L60.60.6	12	4
		Badan B.Induk	L60.60.6	12	6
	Balok anak atap-balok Induk	Badan B.Anak	L60.60.6	12	2
		Badan B.Induk	L60.60.6	12	4
	Balok penumpu tangga-kolom	Badan penumpu tangga	Pelat 6 mm	8	2
		Sisi kolom	Las sudut 3 mm	6	

Tabel 4.41 Rekapitulasi Sambungan Strukur Primer

Tower	Elemen	D	n	D sayap (mm)	n
		badan	badan		sayap
		(mm)	(buah)		(buah)
A	Bresing X	24	6 (pelat buhul) & 6 (badan bresing)	24	6 (pelat buhul) & 6 (sayap bresing)
	Bresing Y	24	6 (pelat buhul) & 6 (badan bresing)	24	4 (pelat buhul) & 5 (sayap bresing)
	Balok induk memanjang-kolom	19	4	28	12
	Balok induk melintang-kolom	19	6	28	12
	Antar Kolom	Las sudut 1,2 cm			
	Baseplate	T Plat = 40 mm		N angkur = 8M22	
B	Bresing X	24	6 (pelat buhul) & 6 (badan bresing)	24	5 (pelat buhul) & 5 (sayap bresing)
	Bresing Y	24	6 (pelat buhul) & 6 (badan bresing)	24	5 (pelat buhul) & 5 (sayap bresing)
	Balok induk memanjang-kolom	19	5	28	12
	Balok induk melintang-kolom	19	5	28	12
	Antar Kolom	Las sudut 1,2 cm			
	Baseplate	T Plat = 40 mm		N angkur = 8M22	

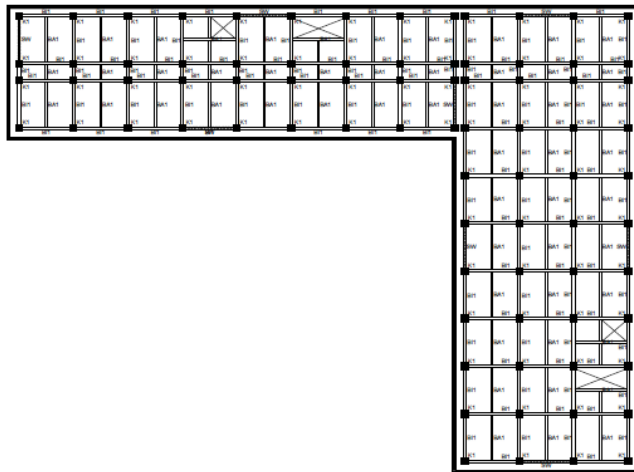
## 4.6 Perencanaan Struktur Bawah

### 4.6.1 Perencanaan *Basement*

#### 4.6.1.1 Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah

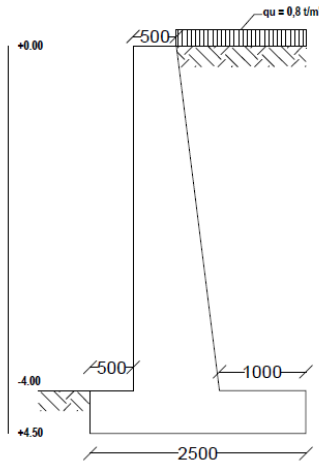
Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air pada kedalaman -10,00m dengan adanya *surchage load* beban kendaraan sebesar  $q = 0,8\text{t/m}^2$ .

- Data Perencanaan



Gambar 4.79 Denah Dinding Penahan Tanah





Gambar 4.80 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

Tabel 4.42 Data Tanah

Depth	Material	N	$\gamma_{sat}$	C	$\phi$
m			(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	
1	Urug	8	13.3	0	27.3
2				0	
3	Pasir (coklat)	13	17.6	0	35.2
4				0	
4.5	Pasir (coklat, hitam)	20	16.1	0	32.2

- Tekanan Tanah Aktif

$$\sigma v' = \gamma' x h$$

$$\sigma v'(2) = 13,3 \times 2 + 0,8 = 27,5$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{27,3}{2} \right) = 0,31$$

$$\sigma h' = (\sigma v' x K_a) - (2 x c' x \sqrt{K_a})$$

$$\sigma h'(2) = (26,67 \times 0,31) - (2 \times 0 \times \sqrt{0,31}) = 8,468$$

Tabel 4.43 Perhitungan Tekanan Tanah Aktif

Lapisan		Z	C (kN/m <sup>2</sup> )	Ø	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> '	K <sub>a</sub>	σ <sub>h</sub> '
1	Atas	0	0	27.3	13.3	0.8	0.31	0
	Bawah	2	0	27.3	13.3	27.5	0.31	8.468
2	Atas	2	0	35.2	17.6	36.0	0.23	8.383
	Bawah	4	0	35.2	17.6	71.1	0.23	16.58
3	Atas	4	0	32.2	16.1	65.2	0.26	16.96
	Bawah	4.5	0	32.2	16.1	73.3	0.26	19.05

- Tekanan Tanah Pasif

$$\sigma_v' = \gamma' x h$$

$$\sigma_v'(0,5) = 16,1 \times 0,5 = 8,05$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45 + \frac{\theta}{2} \right)$$

$$Kp = \tan^2 \left( 45 + \frac{32,2}{2} \right) = 2,16$$

$$\sigma_h' = (\sigma_v' x Kp) + (2 x c' x \sqrt{Kp})$$

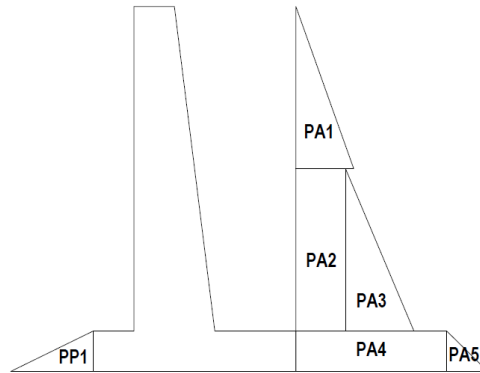
$$\sigma_h'(0,5) = (8,05 x 2,16) + (2 x 0 x \sqrt{2,16}) = 17,39$$

Tabel 4.44 Perhitungan Tekanan Tanah Pasif

Lapisan		Z	C (kN/m <sup>2</sup> )	Ø	γ <sub>sat</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> '	K <sub>p</sub>	σ <sub>h</sub> '
3	Atas	0	0	32.2	16.1	0	2.16	0
	Bawah	0.5	0	32.2	16.1	8.05	2.16	17.39

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.82 dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Kontrol Guling



Gambar 4.81 Diagram Tekanan Tanah

$$P_a = \text{koefisien} \times \sigma h \times Z$$

$$P_{a1} = 0,5 \times 0,82 \times 2 = 0,82$$

$$M_o = h \times P_a$$

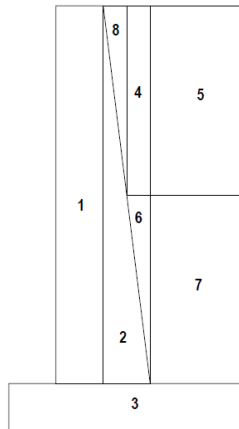
$$M_o = 3,17 \times 0,82 = 2,6$$

Tabel 4.45 Perhitungan Momen Tanah Aktif

P Aktif	Luas		koefisien	Pa	h	Momen (tm)
	$\sigma h'$	Z				
PA1	0.85	2	0.5	0.85	3.17	2.68
PA2	0.84	2	1	1.68	1.25	2.10
PA3	1.657975	2	0.5	1.66	1.67	2.76
PA4	1.695558	0.5	1	0.85	0.25	0.21
PA5	1.90	0.5	0.5	0.48	0.3333	0.16

Tabel 4.46 Perhitungan Momen Tanah Pasif

P Pasif	Luas		koefisien	Pp	h	Momen (tm)
	σh'	Z				
PP1	1.74	0.5	0.5	0.435	0.33	0.145



### Gambar 4.82 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 4.47 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

No	Dimensi			Massa	W	Jarak	Momen (tm)
	X	Y	Z	t/m3	t/m	m	
1	0.5	4	1	2.4	4.8	0.75	3.60
2	0.5	4	0.5	2.4	2.4	1.33	3.20
3	2.5	0.5	1	2.4	3	1.25	3.75
4	0.033	2	1	1.3	0.0889	1.08	0.10
5	1	2	1	1.3	2.6667	2.00	5.33
6	0.25	2	0.5	1.8	0.4395	1.09	0.48
7	1	2	1	1.8	3.52	2.00	7.03
8	0.067	2	0.5	1.3	0.09	1.04	0.09

$$FS_{guling} = \frac{Mo + Mp}{Ma}$$

$$FS_{\text{guling}} = \frac{23,58 + 0,145}{7,91} = 2,9 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 30^\circ}{Pa - Pp} = \frac{17 \tan 32,2^\circ}{5,03 - 0,435}$$

$$FS_{geser} = 2,33 \geq 1,5 \text{ (Belum OK)}$$

#### 4.6.1.2 Penulangan Dinding Penahan Tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 7,91 = 12,6 \text{ tm} = 12658251,02 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 12 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0038

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 500 - 50 - (0,5 \times 12) = 444 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{12658251,02}{0,9 \times 1000 \times 444^2} = 0,069$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,069}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0001$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$\text{Asperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 444 = 1687,2 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{\text{Asperlu}} = \frac{0,25 \pi x 12^2 x 1000}{1687,2} = 67,03$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12 - 50.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 7,91 = 12,6 \text{ tm} = 12658251,02 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 12 mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,764$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times 0,764 \times 400}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0038

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 500 - 50 - (0,5 \times 12) = 444 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b dx^2} = \frac{12658251,02}{0,9 \times 1000 \times 444^2} = 0,069$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,069}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0001$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$\text{Asperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 444 = 1687,2 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{\text{Asperlu}} = \frac{0,25 \pi x 12^2 x 1000}{1687,2}$$

$$= 67,03 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12 - 50.

#### 4.6.1.3 Pelat Dasar Basement

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 200 mm

Selimut beton = 40 mm

Lx = 400 cm

Ly = 700 cm

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{700}{400} = 1,75 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Elevasi Muka Air Tanah = -10 m

- Akibat gaya kendaraan

- Beban Mati :

- Berat Beton = 480 kg/m
    - Berat Spesi (1 cm) = 21 kg/m +
  - $q_d = 501 \text{ kg/m}$

- Beban Hidup :

- Lantai = 800 kg/m

- Beban Berguna :

- $Q_u = 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l$
    - $= 1,2 \cdot 501 + 1,6 \cdot 800$
    - $= 1881,2 \text{ kg/m}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,835$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times 0,835 \times 30}{420} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0298$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,0298 = 0,0223$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,0032$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0032

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx = 200 - 40 - (0,5 \times 12) = 154 \text{ mm}$$

dy = tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$dy = 200 - 40 - 12 - (0,5 \times 12) = 142 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 \cdot 1881,2 \cdot 4^2 \cdot 40$$

$$= 1203,968 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0,001 \cdot 1881,2 \cdot 4^2 \cdot 82$$

$$= -2468,13 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 \cdot 1881,2 \cdot 7^2 \cdot 13$$

$$= 1198,32 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0,001 \cdot 1881,2 \cdot 7^2 \cdot 57$$

$$= -5254,19 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{2468,13 \times 10000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 154^2} = 1,15$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 1,15}{420}} \right) =$$



$$\rho = 0.0028$$

$$\rho_{pakai} = 0.0032$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0032 \times 1000 \times 154 = 502,07 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{502,07} = 156,34 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12 - 100.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{5254,19 \times 10000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 142^2} = 2,89$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{16,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,47 \times 3,35}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0024$$

$$\rho_{pakai} = 0.0032$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0032 \times 1000 \times 142 = 462,95 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25\pi x \emptyset^2 x 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25\pi x 12^2 x 1000}{462,95} = 169,56 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D12 - 150.

Tabel 4.48 Rekapitulasi Pelat Dasar Basement

Pelat	Bentang	Penulangan	
		Arah X	Arah Y
P1	Lx = 400 cm	D12 - 100 mm	D12 - 150 mm
	Ly = 700 cm		
P2	Lx = 250 cm	D12 - 100 mm	D12 - 150 mm
	Ly = 400 cm		
P3	Lx = 290 cm	D12 - 150 mm	D12 - 150 mm
	Ly = 350 cm		
P4	Lx = 350 cm	D12 - 150 mm	D12 - 150 mm
	Ly = 400 cm		

#### 4.6.1.4 Perencanaan Dinding Geser Basement

Dinding geser (shearwall) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen yang terjadi akibat gaya lateral

- Data perencanaan

Data perencanaan adalah sebagai berikut:

Tebal dinding = 35 cm

Tebal decking = 40 mm

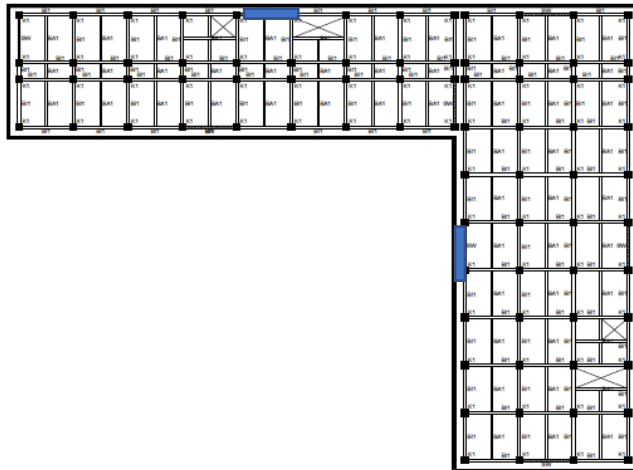
Tulangan = 13 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 MPa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

Tinggi lantai = 4 m

Lebar dinding = 800 cm (X) dan 700 cm (Y)



Gambar 4.83 Dinding Geser yang Ditinjau

Tabel 4.49 Tabel Rekapitulasi Dinding Geser

Sumbu	Pu (kN)	M (kNm)	Vu (kN)
X	4582.4	5194.96	1637.49
Y	3351.93	5001.69	1241.38

- Kuat aksial rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847-2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_n = 0,55\phi\sqrt{f'_c}Ag \left[ 1 - \left( \frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 0,55 \times 0,75 \times \sqrt{40} \times 350 \times 8000 \times \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 8000}{32 \times 350} \right)^2 \right]$$

$$\phi P_n = 4919600,531 \text{ kN}$$

$$\phi P_n > P_u$$

$$4919600,531 \text{ kN} > 4582,4 \text{ kN (OK)}$$

- Pemeriksaan tebal dinding geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847-2013, pasal 11.9.3)

$$V_u < 0,83\sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d = 0,83\sqrt{40} \cdot 350 \cdot 8000$$

$$= 14698266,56 \text{ kN}$$

$$V_u < V_n$$

$$1637,49 \text{ kN} < 14698266,56 \text{ kN (OK)}$$

- Penulangan geser dinding

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi  $0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ .

$$V_u < 0,17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c} = 0,17 \times 350 \times 8000 \times \sqrt{40}$$

$$30104,883 \text{ kN} > 1637,49 \text{ kN} \rightarrow 1 \text{ lapis tulangan}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4: bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

350 mm > 250 mm → 2 lapis tulangan

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

- Penulangan geser horizontal dan vertical

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2: Rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0,0025 dan menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4: Rasio tulangan Vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari:

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025) \text{ dan } 0,0025$$

Spasi tulangan horizontal tidak  $\geq$

$$s \leq \frac{8000}{5} = 1600 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3 \times 350 = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

S pakai = 250 mm (OK)

Dipakai tulangan horizontal dua lapis 2D13 ( $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,0025$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4000}{8000} = 0,5 > 1,5 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0,25$$

$$V_n = 350 \times 8000 [0,25 \sqrt{40} + 0,003034 \times 410]$$

$$= 7910,023 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > V_u$$

$$7267,39 \text{ kN} > 1637,49 \text{ kN (OK)}$$

Maka, digunakan tulangan geser horizontal D13 – 250 mm.

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_t - 0,0025)$$

$$\rho_t = 0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{4000}{8000} \right) (0,003034 - 0,0025)$$

maka  $\rho_t = 0,003033$

Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{4000}{3} = 1333,3 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1050 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

S pakai = 250 mm (OK)

Dipakai tulangan vertikal dua lapis D13 ( $A_s = 265,46 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_n = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{265,46}{250 \times 350} = 0,003034 > \rho_{min} = 0,002996$$

Maka, digunakan tulangan geser vertikal D13 – 250 mm

- Kontrol komponen batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari  $0.2f'_c$ .  
SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{5194,96 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 350 \times 8000^2} + \frac{4582,4 \times 10^3}{350 \times 8000} > 0,2 \times 40$$

$$3,02 \text{ MPa} > 8 \text{ MPa (tidak butuh komponen batas)}$$

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})}; \frac{\delta u}{hw} > 0,007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{0,826}{4000} = 0,000158 < 0,007$$

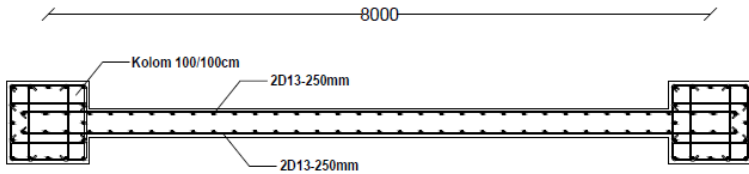
$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{265,46 \times (\frac{8000}{250}) \times 420}{0,85 \times 40 \times 800} = 131,16 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{131,16}{0.76} = 172,59 \text{ mm}$$

$$172,59 \text{ mm} > \frac{8000}{600(0,007)}$$

$$171,92 \text{ mm} < 1904,76 \text{ mm (tidak butuh komponen batas)}$$

Berdasarkan 2 syarat diatas tidak ada syarat yang harus dipenuhi untuk penggunaan komponen batas sehingga dipasang panjang penyaluran minimum.



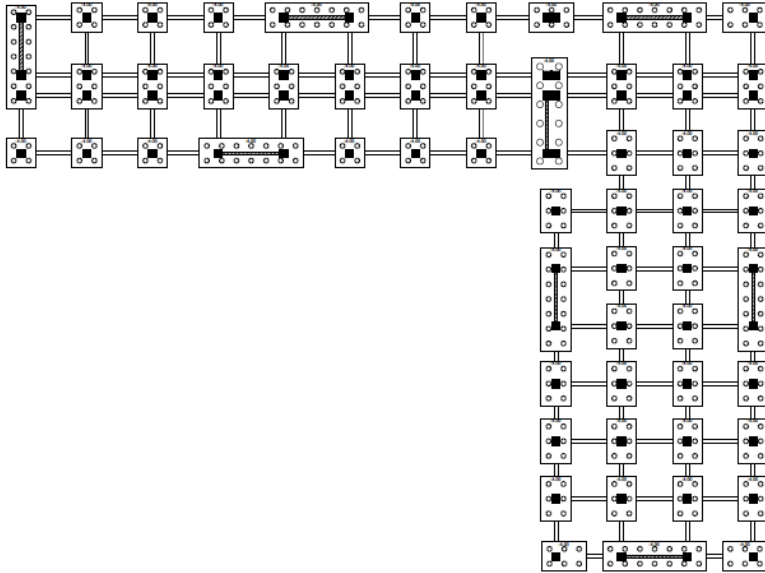
Gambar 4.84 Penulangan Dinding Geser

Tabel 4.50 Rekapitulasi Tebal Dinding Shear Wall

Tower	Panjang (cm)		Tebal Dinding (cm)
	Memanjang	Melintang	
A	800	700	350
B	700	800	350

#### 4.6.2 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 4.85 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

#### 4.6.2.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm<sup>2</sup>
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

#### 4.6.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok



Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila  $N > 15$

a.  $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b.  $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga  $N_1$  yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga  $N_1$  dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

$\tilde{N}$  = Harga rata – rata  $N_2$  4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

$C_{li}$  =  $N/2$  untuk tanah lempung atau lanau dan  $N/5$  untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i =  $O_i \times h_i$

$O_i$  = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4.51 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 16

Depth	Test (SPT)	Qu	Qs	Qult = Qu	Qijin =
m	N	(ton)	(ton)	+ Qs	Qult/SF
4.5	14.75	53.677	2.747	56.424	18.808
5	16.5	59.025	4.590	63.616	21.205
5.5	18.25	67.833	6.629	74.463	24.821
6	20	76.641	8.864	85.505	28.502
6.5	20.25	85.449	11.126	96.576	32.192
7	20.5	94.242	13.419	107.661	35.887
7.5	20.75	110.384	15.740	126.124	42.041
8	21	126.334	18.089	144.423	48.141
8.5	21	142.091	20.438	162.529	54.176
9	21	157.657	22.786	180.443	60.148
9.5	21	173.030	25.131	198.161	66.054
10	21	177.080	29.436	206.516	68.839
10.5	20.75	184.149	33.689	217.838	72.613
11	20.5	190.117	37.891	228.008	76.003
11.5	20.25	194.983	42.042	237.025	79.008
12	20	199.745	46.141	245.887	81.962
12.5	19.5	204.393	49.968	254.362	84.787
13	19	208.937	53.697	262.633	87.544
13.5	18.5	213.375	57.327	270.702	90.234
14	18	222.153	60.860	283.012	94.337
14.5	18	232.489	64.392	296.880	98.960
15	18	244.398	67.924	312.322	104.107
15.5	18	250.516	71.457	321.973	107.324
16	18	257.939	74.989	332.928	110.976

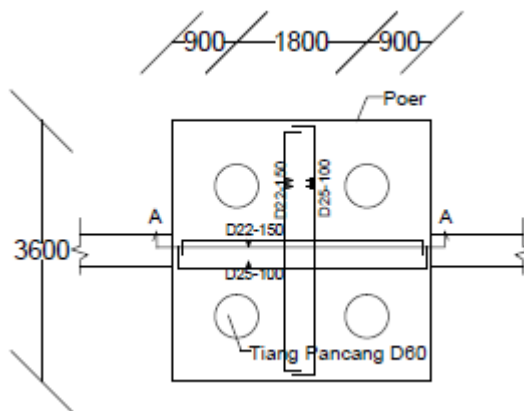
Tabel 4.52 Daya Dukung Tanah Kedalaman 16,5 – 30

16.5	19.75	266.668	79.678	346.346	115.449
17	21.5	276.702	84.783	361.485	120.495
17.5	23.25	288.041	90.304	378.345	126.115
18	25	292.239	96.240	388.479	129.493
18.5	26.25	297.110	102.473	399.583	133.194
19	27.5	302.653	109.002	411.656	137.219
19.5	28.75	308.868	115.829	424.697	141.566
20	30	316.299	122.952	439.252	146.417
20.5	30.5	324.947	127.899	452.846	150.949
21	31	334.811	132.926	467.737	155.912
21.5	31.5	345.891	138.035	483.926	161.309
22	32	355.372	143.224	498.596	166.199
22.5	34	362.869	148.738	511.608	170.536
23	36	368.973	154.577	523.550	174.517
23.5	38	373.683	160.740	534.423	178.141
24	40	377.938	167.227	545.165	181.722
24.5	40.25	381.738	174.444	556.182	185.394
25	40.5	387.843	181.549	569.392	189.797
25.5	40.75	393.556	188.697	582.252	194.084
26	41	407.792	195.889	603.681	201.227
26.5	42	422.084	203.256	625.340	208.447
27	43	436.433	210.799	647.232	215.744
27.5	44	450.837	219.254	670.091	223.364
28	45	458.837	227.900	686.737	228.912
28.5	45.5	466.590	236.643	703.233	234.411
29	46	474.038	245.482	719.519	239.840
29.5	46.5	481.105	254.417	735.522	245.174
30	47	485.473	263.448	748.921	249.640

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 4.53 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

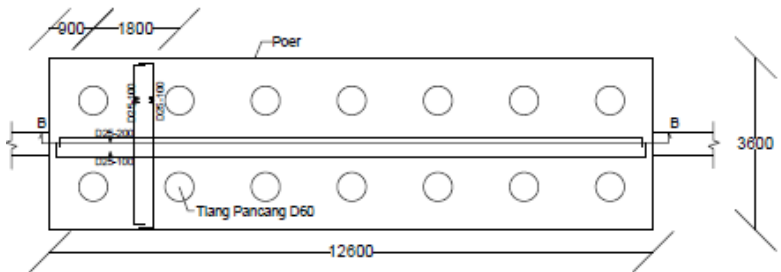
Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah Tiang Pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	1.512	22.693	2412.419	24.931	2.953	1142.141	4
D+L	2.831	40.282	4030.553	44.665	5.836	1142.141	4
D+0,75L	2.662	38.039	3823.385	42.150	5.467	1142.141	4
D+0,7Ex	9.207	27.894	3290.316	69.145	121.707	1142.141	4
D+0,7Ey	20.866	26.685	3495.449	147.894	64.257	1142.141	4
D+0,75(0,75Ex)+L	8.121	37.720	4096.878	70.570	93.849	1142.141	4
D+0,75(0,75Ey)+L	16.865	36.813	4250.728	129.632	50.761	1142.141	4
0,6D+0,7Ex	8.345	15.370	2009.563	55.303	119.964	1142.141	4
0,6D+0,7Ey	20.004	14.161	2214.697	134.052	62.514	1142.141	4



Gambar 4.86 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4.54 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx kN	Hy kN	P kN	Mx kNm	My kNm	Qu ijin kN	Jumlah Tiang Pancang
D	66.065	28.652	3118.636	32.472	10.285	1142.141	14
D+L	20.550	9.417	824.880	11.845	2.883	1142.141	14
D+0,75L	19.531	9.056	785.552	11.412	2.729	1142.141	14
D+0,7Ex	382.507	64.110	3641.809	213.520	277.294	1142.141	14
D+0,7Ey	117.449	81.141	1211.608	522.330	83.494	1142.141	14
D+0,75(0,75Ex)+L	305.470	30.173	7155.579	253.016	265.581	1142.141	14
D+0,75(0,75Ey)+L	459.544	98.048	128.040	174.024	289.007	1142.141	14
0,6D+0,7Ex	40.412	47.204	4725.378	561.826	71.781	1142.141	14
0,6D+0,7Ey	194.486	115.079	2302.161	482.834	95.207	1142.141	14



Gambar 4.87 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan table diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 1 dan 14 buah untuk tipe 2.

#### 4.6.2.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 146,417 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 146,417 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi ( $\eta$ ) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$Ce = 1 - \frac{\arctan(\phi/S)}{90^\circ} \cdot (2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$$

$$= 0,795$$

Dimana :

$\emptyset$  = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times Ce$$

$$= 146,417 \times 9,81 \times 0,795 = 1142,14 \text{ kN}$$

#### 4.6.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pacang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2} \leq P_{\text{ijin tanah}} (1 \text{ tiang})$$

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

dengan S = jarak antar tiang

$$120 \leq S \leq 180$$

dipakai S = 180 cm

$$1D \leq S \leq 2D$$

$$60 \leq S \leq 120$$

dengan S = jarak tepi  
dipakai S = 90 cm

$$P = 4250,72 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = 129,631 \text{ kNm}$$

$$M_y = 50,761 \text{ kNm}$$

$$X_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{\max} = \frac{4250,72}{4} \pm \frac{129,631 \times 0,9}{1,8^2} \pm \frac{50,761 \times 0,9}{1,9^2}$$

$$P_{\max} = 1112,79 \text{ kN} \leq 1142,14 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4.55 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1

Kombinasi beban	P kN	M <sub>x</sub> kNm	M <sub>y</sub> kNm	p/n	$\frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$	P <sub>max</sub> kN	P <sub>ijin</sub> kN	P <sub>ijin</sub> > P <sub>max</sub>
D	2412.419	24.931	2.953	603.105	0.820	6.925	610.850	1142.141	OK
D+L	4030.553	44.665	5.836	1007.638	1.621	12.407	1021.666	1142.141	OK
D+0,75L	3823.385	42.150	5.467	955.846	1.519	11.708	969.073	1142.141	OK
D+0,7Ex	3290.316	69.145	121.707	822.579	33.808	19.207	875.594	1142.141	OK
D+0,7Ey	3495.449	147.894	64.257	873.862	17.849	41.082	932.793	1142.141	OK
D+0,75(0,75Ex)+L	4096.878	70.570	93.849	1024.220	26.069	19.603	1069.891	1142.141	OK
D+0,75(0,75Ey)+L	4250.728	129.632	50.761	1062.682	14.100	36.009	1112.791	1142.141	OK
0,6D+0,7Ex	2009.563	55.303	119.964	502.391	33.323	15.362	551.076	1142.141	OK
0,6D+0,7Ey	2214.697	134.052	62.514	553.674	17.365	37.237	608.276	1142.141	OK

Tabel 4.56 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2

Kombinasi beban	P kN	M <sub>x</sub> kNm	M <sub>y</sub> kNm	p/n	$\frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2}$	P <sub>max</sub> kN	P <sub>ijin</sub> kN	P <sub>ijin</sub> > P <sub>max</sub>
D	3118.636	32.472	10.285	222.760	2.857	9.020	234.637	1142.141	OK
D+L	824.880	11.845	2.883	58.920	0.801	3.290	63.011	1142.141	OK
D+0,75L	785.552	11.412	2.729	56.111	0.758	3.170	60.039	1142.141	OK
D+0,7Ex	3641.809	213.520	277.294	260.129	77.026	59.311	396.466	1142.141	OK
D+0,7Ey	1211.608	522.330	83.494	86.543	23.193	145.092	254.828	1142.141	OK
D+0,75(0,75Ex)+L	7155.579	253.016	265.581	511.113	73.772	70.282	655.167	1142.141	OK
D+0,75(0,75Ey)+L	128.040	174.024	289.007	9.146	80.280	48.340	137.765	1142.141	OK
0,6D+0,7Ex	4725.378	561.826	71.781	337.527	19.939	156.063	513.529	1142.141	OK
0,6D+0,7Ey	2302.161	482.834	95.207	164.440	26.446	134.121	325.007	1142.141	OK



#### 4.6.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{\max} = 111,27 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 252,7 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{\max} = H(e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di ketahui  $C_u = 1,25 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{1007,045}{9 \times 1,25 \times 60} = 1,492 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H(e + 1,5d + 0,5f) = 1007,045 (0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 1,492) = 0,914 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 0,914 \text{ tm} < M = 17 \text{ tm (OK)}$$

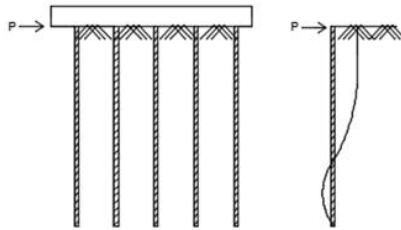
Tabel 4.57 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm	
D	151.16	2269.25	567.3125	0	60	0.840	0.513	17	OK
D+L	283.1	4028.18	1007.045	0	60	1.492	0.914	17	OK
D+0.75L	266.19	3803.89	950.9725	0	60	1.409	0.863	17	OK
D+0.7Ex	920.71	2789.37	697.3425	0	60	1.033	0.631	17	OK
D+0.7Ey	2086.58	2668.48	667.12	0	60	0.988	0.604	17	OK
D+0.75(0.75Ex)+L	812.05	3771.97	942.9925	0	60	1.397	0.855	17	OK
D+0.75(0.75Ey)+L	1686.45	3681.3	920.325	0	60	1.363	0.835	17	OK
0.6D+0.7Ex	834.53	1536.97	384.2425	0	60	0.569	0.347	17	OK
0.6D+0.7Ey	2000.39	1416.08	500.0975	0	60	0.741	0.452	17	OK

Tabel 4.58 Rekapitulasi Kontrol terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	cm	tm	tm	
D	6606.5	2865.24	471.892857	0	60	0.6991005	0.426353074	17	OK
D+L	2054.98	941.68	146.784286	0	60	0.217	0.132265454	17	OK
D+0,75L	1953.14	905.6	139.51	0	60	0.207	0.125703171	17	OK
D+0,7Ex	38250.7	6411.02	2732.19286	0	60	4.048	3	17	OK
D+0,7Ey	11744.88	8114.12	838.92	0	60	1.243	7.353130945	17	OK
D+0,75(0,75Ex)+L	30547.02	3017.26	2181.93	0	60	3.232	2.764300297	17	OK
D+0,75(0,75Ey)+L	45954.36	9804.76	3282.45429	0	60	4.863	9.062681604	17	OK
0,6D+0,7Ex	4041.22	4720.38	337.17	0	60	0.500	4.260131411	17	OK
0,6D+0,7Ey	19448.56	11507.86	1389.18286	0	60	2.058	1.264559601	17	OK

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.88 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left( \frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$\delta$  = defleksi yang terjadi

$Fd$  = koefisien defleksi

$P$  = Gaya lateral 1 tiang

$T$  = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Jumlah tiang = 4

$H_{\max}$  = 4,028 t

$H_{\max}$  1 tiang = 1,007 t

$$Cu = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{1,25}{0,977} = 2,55 \frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan  $f = 6 \text{ t/ft}^3 = 0,192 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{50} = 33234,019 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (60 - 40)^4 = 7857,143 \text{ cm}^4$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7857,143}{0,192}\right)^{\frac{1}{5}} = 67,097 \text{ cm}$$

$F_d$  (*deflection coefficient*) = 0,99

$L = 15,5 \text{ m} = 1550 \text{ cm}$  (kedalaman tiang pancang)

$$T = 67,097 \text{ cm}$$

$$L/T = 23,1$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_d = 0,99$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,9 \left(\frac{4,028 \times 67,097^3}{33234,019 \times 7857,143}\right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,00115 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$$

$$L/T = 23,1$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan  $F_m = 0,9$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,9 \times (4,028 \times 0,679) \leq 17 \text{ tm}$$

$$M = 0,6 \text{ tm} \leq 17 \text{ tm (OK)}$$

#### 4.6.3 Perencanaan Poer pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$P_u = 478,98 \text{ tonf}$

$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 111,27 \text{ ton}$

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer =  $3,6 \times 3,6 \times 1,2 \text{ m}$

Mutu beton ( $f_c'$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimut beton = 50 mm

$\lambda = 1$  (beton normal)

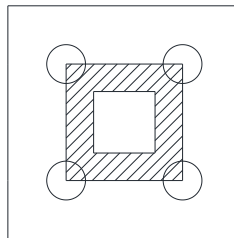
Tinggi efektif (d):

$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$

$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$

##### 4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4.89 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang ( $V_c$ ) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

$\alpha_s = 20$  untuk kolom sudut,  $\alpha_s = 30$  untuk kolom tepi,  $\alpha_s = 40$  untuk kolom interior

$\beta$  = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek =  $\frac{1000}{1000}$   
= 1

$b_o$  = Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$b_o = 2 (1000 + 1117,5) + 2 (1000 + 1117,5) = 8470 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 8470 \times 1117,5 = 30530302,96 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{8270} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 8470 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 36159153 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 8470 \times 1117,5 = 19934491,93 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u$$

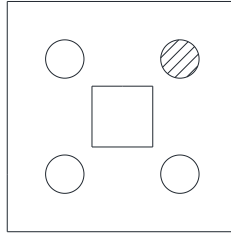
$$\phi V_c = 0,75 \times 19934491,93 \text{ N} = 1495,086 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1495,086 \geq 478,98 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1495,086 \geq 478,98 \text{ ton (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4.90 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 1000/1000 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 1117,5)) = 1348,921 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c1} = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 4862217 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left( \frac{40 \times 1117,5}{1348,921} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5$$

$$V_{c2} = 27804442,7 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times 1\sqrt{40} \times 1348,921 \times 1117,5 = 3174742 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai  $V_c$  diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 27804442,7 \text{ N} = 2381056,3 \text{ N} = 238,1056 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 238,1056 \geq 111,27 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

#### 4.6.4 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,774$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho b = \frac{0,85 \times 0,774 \times 40}{410} \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0368$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho b = 0,75 \times 0,0368 = 0,0276$$

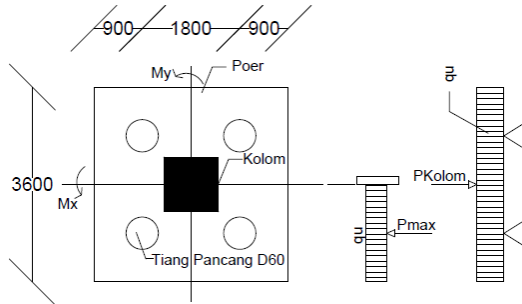
$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0034$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0038$$

$\rho_{min}$  dipakai 0,0038

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

#### 4.6.4.1 Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu X



Gambar 4.91 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 111,27 \text{ ton} \\
 P_{\text{Kolom}} &= 478,986 \text{ ton} \\
 q &= 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10,368 \text{ ton/m} \\
 q_u &= 10,368 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,441 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 111,27 \times 0,4) - (\frac{1}{2} \times 12,441 \times (1,3)^2) \\
 &= 78.5 \text{ t.m} \\
 &= 785033550 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$





Gambar 4.92 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4.93 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 2 Sumbu Y

$$Mu_2 = 215,54 \text{ t.m} = 2113761668,63 \text{ N.mm}$$

- Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{2113761668,63}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,52$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,52}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00124$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0038$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 1117,5 = 4370,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 \times 1000}{4370,25} = 112,26 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

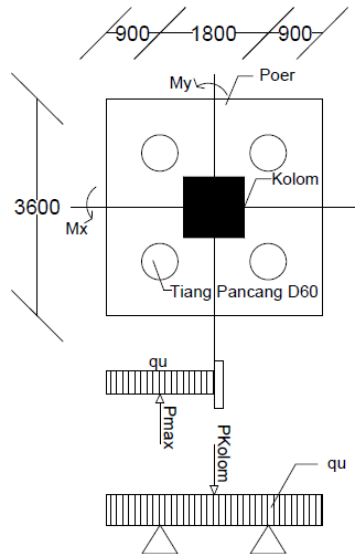
- Penulangan Serat Atas

$$As_{min} = \frac{1}{2} As = \frac{4370,25}{2} = 2185,125 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \pi x 22^2 \times 1000}{2185,125} = 173,96 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22 - 150 mm.

#### 4.6.4.2 Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu Y



Gambar 4.94 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 111,27 \times 0,4) - (\frac{1}{2} \times 12,441 \times (1,3)^2) \\
 &= 78.5 \text{ t.m} \\
 &= 785033550 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.95 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4.96 Bidang Momen Pondasi 1 Kondisi 2 Sumbu Y

$$Mu_2 = 215,54 \text{ t.m} = 2113761668,63 \text{ N.mm}$$

- Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{2113761668,63}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,52$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,52}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00124$$

$$\rho_{pakai} = 0,0038$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 1117,5 = 4370,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4370,25} = 112,26 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

- Penulangan Serat Atas

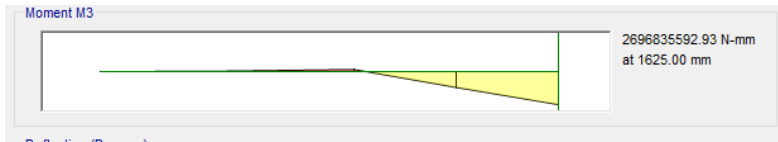
$$A_{smin} = \frac{1}{2} A_s = \frac{4370,25}{2} = 2185,125 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{2185,125} = 173,96 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D122 - 150 mm.



$$= 2696835592,93 \text{ N.mm}$$



Gambar 4.98 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4.99 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 2 Sumbu X

$$Mu_2 = 215,54 \text{ t.m} = 2113761668,63 \text{ N.mm}$$

- Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{2696835592,93}{0,9 \cdot 12600 \cdot 1117,5^2} = 0,19$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,19}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0004$$

$$\rho_{pakai} = 0,0038$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 1117,5 = 4370,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4370,25} = 112,26 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

- Penulangan Serat Atas

$$As_{min} = \frac{1}{2} As = \frac{4370,25}{2} = 2185,125 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{2185,125} = 224,64 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 200 mm.

#### 4.6.4.4 Penulangan Poer Jenis 2 Arah Sumbu Y

$$P_{\max} = 65,516 \text{ ton}$$

$$P_{\text{Kolom}} = 478,986 \text{ ton}$$

$$P_{\text{Shearwall}} = 352,04 \text{ ton}$$

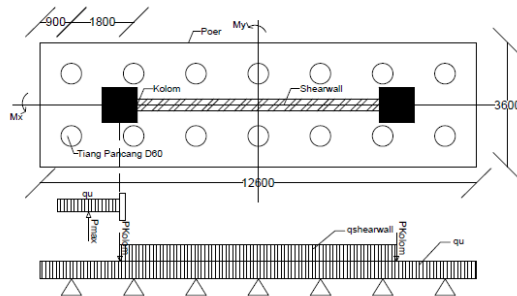
$$q_{\text{Shearwall}} = 44 \text{ ton/m}$$

$$q_1 = 12,6 \times 1,2 \times 2,4 = 36,288 \text{ ton/m}$$

$$qu_1 = 36,288 \text{ ton/m} \times 1,2 = 43,545 \text{ ton/m}$$

$$q_2 = 3,6 \times 1,2 \times 2,4 = 10,368 \text{ ton/m}$$

$$qu_2 = 10,368 \text{ ton/m} \times 1,2 = 12,441 \text{ ton/m}$$

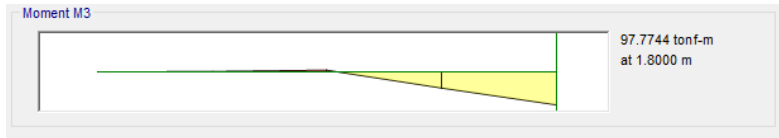


Gambar 4.100 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 (Arah Sumbu Y)

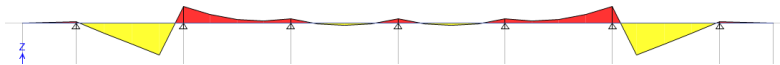
Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 Mu_1 &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_{ux} \cdot L^2 \\
 &= (2 \times 65,516 \times 0,9) - (\frac{1}{2} \times 12,441 \times (1,8)^2) \\
 &= 97,774 \text{ t.m} \\
 &= 958839143,14 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.101 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 1 Sumbu X



Gambar 4.102 Bidang Momen Pondasi 2 Kondisi 2 Sumbu X

$$Mu_2 = 107,54 \text{ t.m} = 1054699940,74 \text{ N.mm}$$

$$Mu = -554817908,1 \text{ N.mm}$$

• Penulangan Serat Bawah

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1054699940,74}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,26$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,26}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0004$$

$$\rho_{pakai} = 0,0038$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 1117,5 = 4370,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \phi^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{4370,25} = 112,26 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

• Penulangan Serat Atas

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{554817908,1}{0,9 \cdot 3600 \cdot 1117,5^2} = 0,13$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,13}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0003$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0039$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0039 \times 1000 \times 1117,5 = 4370,25 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \pi x 25^2 x 1000}{4370,25} = 112,32 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25 - 100 mm.

#### 4.6.5 Perencanaan Kolom Beton

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

Dimensi Kolom = 100/100 cm

Tebal decking ( $d'$ ) = 40 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 40 Mpa

##### 4.6.5.1 Kontrol Dimensi Kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

$$P_{u_{\max}} : 4789,86 \text{ kN}$$

$$V_{u_{\max}} : 161,88 \text{ kN}$$

$$T_{u_{\max}} : 12,77 \text{ kNm}$$

$$M_x : 286,58 \text{ kNm}$$

$$M_y : 303,61 \text{ kNm}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.  
1000 mm > 300 mm
- Rasio dimensi besar dari 0,4



Rasio  $b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4$

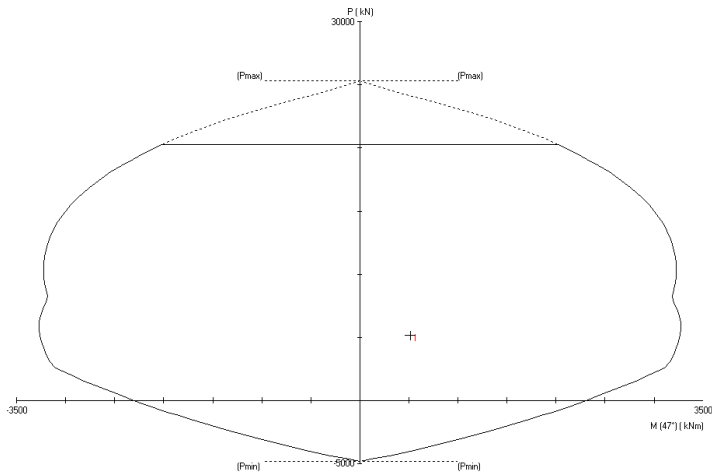
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 5166,41 kN

$$4789,86 \text{ kN} \geq 1000 \times 1000 \times \frac{40}{10} \times \frac{1}{1000}$$

4789,86 kN  $\geq$  4000 kN (OK)

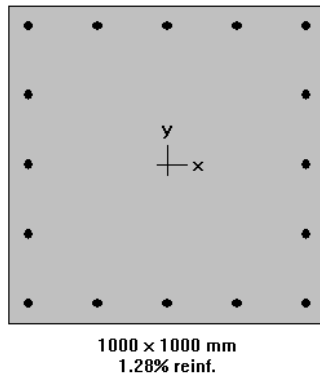
#### 4.6.5.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 4.103 Diagram Interaksi Kolom 100/100

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **16D32**.



Gambar 4.104 Hasil Penulangan Pccol

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_n = 2365,38 \text{ kNm} > M_u = 303,61 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

#### 4.6.5.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ .

$$A_{st} = 12816 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1000000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 16D32, dengan rasio tulangan = 1,28 %.

$$0.01 A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$10000 \text{ mm}^2 < 12816 \text{ mm}^2 < 60000 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

#### 4.6.5.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,8 \phi (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 4789,86 \text{ kN}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 12816 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} \phi P_n = & 0,8 \times 0,65 (0,85 \times 40 (1000000 - 12816) \\ & + 420 (12816)) \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 20252427,52 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 20252,427 \text{ kN} > P_u = 4789,86 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.6.5.5 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

Di mana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok.  $M_{nc}$  dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.  $\sum M_{nc}$  didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom sebesar 2365,38 kN.m.

Nilai  $M_{nb}$  dicari dari jumlah balok yang menyatu dengan kolom 1000x1000, yang dapat dihitung dengan rumus

$$M_{nb} = A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \times 0,8, \text{ di mana nilai}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1963,495 \times 420}{0,85 \times 30 \times 400} = 80,849 \text{ mm}$$

$$M_{nb} = A_{s, \text{terpasang}} \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) = 1963,495 \times 420 \times \left( 534,3 - \frac{80,849}{2} \right) \times 0,8$$

$$M_{nb} = 325,826 \text{ kNm}$$

$$1,2 \sum M_{nb} = 1,2 (M_{nb}^{+} + M_{nb}^{-}) = 1,2 (325,826 + 325,826) = 781,982 \text{ kNm}$$

Sehingga persyaratan untuk *strong column weak beam*:

$$\sum M_{nc} > 1,2 \sum M_{nb}$$

$$2365,38 \text{ kNm} > 781,982 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

#### 4.6.5.6 Kontrol Gaya Tekan terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 4000 - 600 = 3200 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 4737050 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 4737050}{3200} = 2960,656 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 2960,656 \text{ kN} > V_u = 161,88 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

#### 4.6.5.7 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3, ujung-ujung kolom sepanjang  $L_o$  harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3.

Pemasangan Tulangan di Daerah Sendi Plastis

Jarak Tulangan Maksimum :

- $1/4 b_{kolom} = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} \leq S \leq 150 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left( \frac{350 - (h \times x)}{3} \right) = 116,22 \text{ mm}$

Sehingga digunakan jarak tulangan di daerah sendi plastis **100 mm**.

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$b_{cx} = 1000 - 2 \times 40 - 2 \times 16 = 888 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (1000 - 2 \times 40 - 2 \times 16)^2 = 788544 \text{ mm}^2$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 0.3 \frac{100 \times 888 \times 40}{420} \left[ \frac{1000000}{788544} - 1 \right]$$

$$A_{shx} = 680,36 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh1} = 0,09 \frac{100 \times 888 \times 40}{420}$$

$$= 761,14 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Sehingga digunakan **5D16-100**

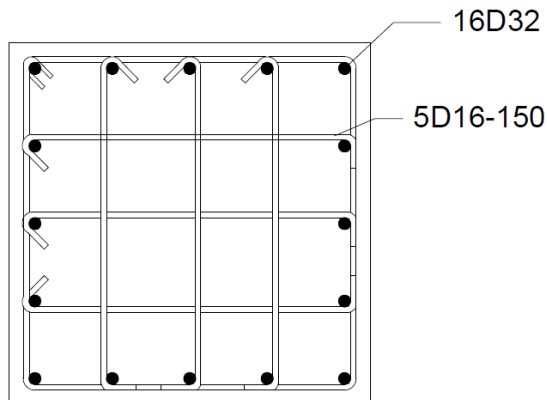
$$A_{sh} = 1005,3 \text{ mm}^2 > 718,285 \text{ mm}^2$$

Pemasangan Tulangan di Luar Daerah Sendi Plastis

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$
- $150 \text{ mm}$

Maka dipakai  $s = 150 \text{ mm}$ ; sehingga menjadi **5D16-150**



Gambar 4.105 Penulangan Kolom  
Tabel 4.59 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Tower	Dimensi	Penulangan Longitudinal	Penulangan Geser Tumpuan	Penulangan Geser Lapangan
A	100/100	16D32	5D16 - 100 mm	5D16 - 150 mm
B	100/100	16D32	5D16 - 100 mm	5D16 - 150 mm

#### 4.6.6 Perencanaan Sloof Pondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof =  $450 \times 650$  mm

Mutu beton ( $f_c$ ) = 40 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang =  $\emptyset 10$

Selimut beton = 40 mm

Bentang = 8 m

Gaya aksial kolom = 4789,86 kN

$P_{U \text{ sloof}} = 10\% \times 4789,86 = 478,986 \text{ kN} = 478986 \text{ N}$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8000}{20} = 400 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

##### 4.6.6.1 Penulangan Lentur Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,65 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

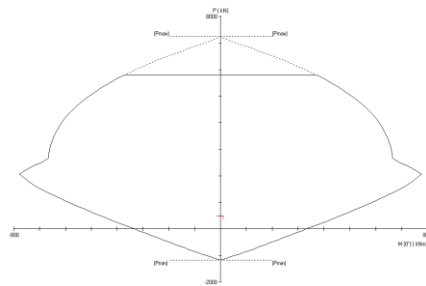
$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

$$M_{u \text{ tumpuan}} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2$$

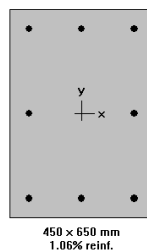
$$= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 8^2$$

$$= 4492,8 \text{ kgm} = 44,928 \text{ kNm}$$

$$Pu_{\text{ sloof}} = 478,986 \text{ kN}$$



Gambar 4.106 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4.107 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,0106$$

Dipasang tulangan = 8 D22 ( $A_s = 3096 \text{ mm}^2$ )

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$2 \times \text{selimut beton (c = 40 mm)} = 2 \times 40 = 80 \text{ mm}$$

$$2 \times \text{sengkang } (\emptyset = 10 \text{ mm}) = 2 \times 10 = 20 \text{ mm}$$

$$3 \times \text{D22} = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$$

$$2 \text{ kali jarak antara } 25 \text{ mm} = 2 \times 25 = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Total} = 216 \text{ mm}$$

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

#### 4.6.6.2 Penulangan Geser Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 40 - 10 - 22/2 = 589 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{647974,35}{14 \cdot 292500} \right) 1 \sqrt{40} \times 450 \times 589$$

$$V_c = 318308,0708 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 318308,0708 = 238731 \text{ N} = 23873,1 \text{ kg}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 842,4 \cdot 8 = 3369,1 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$23873,1 \text{ kg} > 3369,1 \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

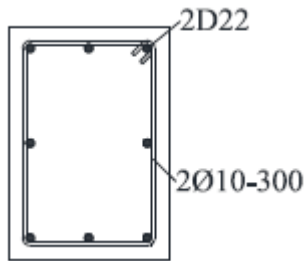
Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{589}{2} = 294,5 \text{ mm}$



- $s = 300 \text{ mm}$

Dipasang sengkang  $2\text{Ø}10 - 300 \text{ mm}$ .



Gambar 4.108 Penulangan Sloof

Halaman ini sengaja dikosongkan

## **BAB V**

### **PENUTUP**

#### **5.1 Kesimpulan**

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
  - a. Pelat menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, menggunakan tebal pelat 110 mm dengan tulangan M6-100 pada atap serta M10-200 mm pada lantai 2-15 dan pada lantai 1 menggunakan pelat beton dengan tebal 150 mm dan *basement* sebesar 200 mm.
  - b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 400x300x9x14 dan balok anak lantai menggunakan profil WF 400x300x9x14 dan pada lantai 1 menggunakan beton dengan dimensi 30/40 cm.
  - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 600x300x12x20.
  - d. Pelat anak tangga menggunakan pelat baja dengan tebal 5 mm pada anak tangga dan 6 mm pada bordes. Balok bordes menggunakan profil WF 100x50x5x7, balok utama tangga profil WF 350x175x6x9 dan balok penumpu menggunakan profil WF 250x125x5x8.
2. Analisis ETABS telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (drift) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Yogyakarta telah memenuhi syarat.
3. Hasil perhitungan struktur primer:
  - a. Link menggunakan panjang 100 cm dengan profil WF 500x300x11x18 pada tower A dan profil WF 600x300x12x17 pada tower B.

- b. Bressing menggunakan WF 250x250x11x11 pada tower A dan WF 350x350x19x19 pada Tower B.
  - c. Balok Induk menggunakan profil WF 500x300x11x18 pada Tower A dan WF 600x300x12x17 pada Tower B, serta pada lantai 1 menggunakan beton dengan dimensi 40/60 cm.
  - d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi Lantai 1-5, CFT 700 x 700 x 28; 6-10, CFT 600 x 600 x 28; 11-15, CFT 550 x 550 x 28 pada tower A dan B.
4. Hasil Perhitungan sambungan
- a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah dan 4 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
  - b. Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan 4 buah dan 6 buah baut M12 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
  - c. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M8 mm A325.
  - d. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 4M8 mm A325 dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3mm.
  - e. Sambungan bresing X pada tower A menggunakan 6M24 mm A490 pada badan bresing dan pelat buhul dengan pelat sambung 10 mm dan menggunakan 6M24 mm A490 pada sayap dan pelat buhul dengan pelat siku L.80.80.8 serta menggunakan pelat gusset tebal 8 mm dengan las 5,5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom. Sambungan bresing Y pada tower A menggunakan 6M24 mm A490 pada badan bresing dan 6M24 mm A490 pelat buhul dengan pelat sambung 10 mm dan menggunakan 5M24 mm A490 pada sayap dan 4M24 mm A490 pelat buhul dengan pelat siku L.80.80.8 serta menggunakan pelat gusset tebal 8 mm dengan las 5,5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom. Sambungan bresing X dan Y pada tower B menggunakan 6M24 mm A490 pada badan bresing dan 6M24 mm A490 pelat buhul dengan pelat sambung 10 mm dan menggunakan 6M24 mm A490 pada sayap dan 6M24 mm A490 pelat buhul dengan pelat

siku L.80.80.8 serta menggunakan pelat gusset tebal 8 mm dengan las 5,5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom.

- f. Sambungan Balok Induk Memanjang dan Kolom tower A menggunakan 4M19 mm dan 12M28 mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm. Sambungan Balok Induk Melintang tower A dan Kolom menggunakan 6M19 mm dan 12M28 mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm. Sambungan Balok Induk Memanjang Melintang dan Kolom tower B menggunakan 5M19 mm dan 12M28 mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm.
  - g. Sambungan antar kolom tower A dan B menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 40 mm
  - h. Sambungan Base Plate tower A dan B menggunakan pelat dengan ukuran 950 x 950 mm dengan ketebalan 40 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M22 8 buah.
5. Hasil Perhitungan struktur bawah
    - a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall.
    - b. Shearwall dengan tebal 350 mm.
    - c. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman -20 m.
    - d. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm dan D22-100 mm.
    - e. Dimensi Kolom sebesar 100/100 cm menggunakan jumlah tulangan 16D32 .
    - f. Dimensi sloof sebesar 45/65 cm menggunakan tulangan 8D22.

## 5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Perlu ditinjau lebih lanjut mengenai perilaku ketiga jenis Link dengan menggunakan program bantu (Perform3D) untuk menghasilkan analisa yang lebih akurat.
2. Dapat dilakukan studi perencanaan lebih lanjut mengenai aspek teknis, ekonomis dan estetika agar perencanaan ini lebih edektif

dan efisien sehingga dapat diaplikasikan di kondisi sesungguhnya.

3. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris.
4. Diharapkan perencanaan bangunan gedung dengan system rangka bresing eksentris (SRBE) dapat menjadi rujukan dan inovasi pada perancangan gedung di Indonesia.

## DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, 2010. Seismic Provision for Structural Steel Buildings. AISC, Inc.
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 1729-2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002). Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013). Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional . 2012 . SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 2847-2013 : Persyaratan beton structural untuk bangunan gedung. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983). Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. On Design of Eccentrically Braced Frames, Earthquake Spectra Vol. 5, No.3.
- G. Salmon, Charles & E. Johnson, Jhon . 1991 .”Struktur Baja desain dan Perilaku Jilid 2 Edisi Kedua” . Jakarta : Erlangga
- Isdarmanu, Marwan. 2006. “Buku Ajar Struktur Baja I”. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Nidiasari dan Budiono, 2010. Kajian Numerik Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem

Rangka Baja Berpengaku Eksentris. Seminar dan Pameran HAKI.

Popov, E. P., and C. W. Roeder, 1978. Design of an Eccentrically Braced Steel Frame. AISC Engineering Journal. 3rd Quarter, Vol. 15, No. 3.

Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1988. Seismic Eccentrically Braced Frames. J.Construct. Steel Research.

Setiawan, Agus. 2008. Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002). Jakarta : Erlangga.

Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi. Jakarta : PT Pradnya Paramita.

Wahyudi, Herman .1999 . “Daya Dukung Pondasi Dangkal. Surabaya” : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS



**LAMPIRAN**





SOIL MECHANIC LABORATORY  
CIVIL ENGINEERING PROGRAM  
FACULTY OF ENGINEERING, UAJY  
44 BABARSARI STREET, YOGYAKARTA 55281  
Tel: +62-274-487711 ext. 1055  
Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH-1

## BOR LOG

CLIENT:

PROJECT CONTRACT NUMBER:

DATE STARTED: 25 Juni 2013

DATE COMPLETED: 25 Juni 2013

DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY

DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE

LOGGED BY: Mukarob, CS.

CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY

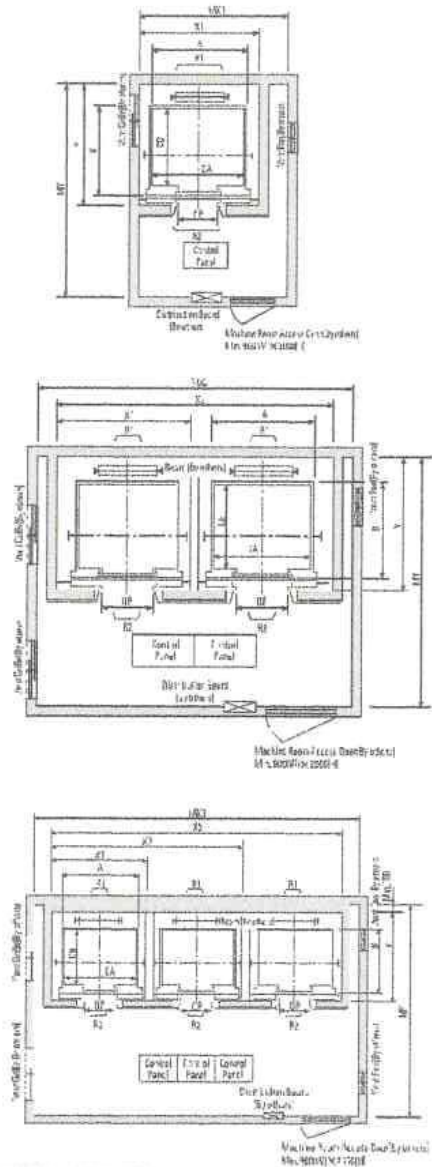
PROJECT TITLE : Star Condotel  
PROJECT LOCATION : Condongcatur, Gejayan, Yogyakarta  
GROUND ELEVATION : - 1,25 m from road level  
HOLE SIZE : 7.295 cm  
GROUND WATER LEVEL : - 10,00 m from ground level  
WEATHER CONDITION : FINE  
ESTIMATED SEASONAL HIGH : -

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value)				Water Level Elevation (m)	SPT Value					
					N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>v</sub>		0	10	20	30	40	50 60
1		Urug	2		3	3	5	8		0					
2										1					
3		Pasir (coklat)	2		5	6	7	13		2					
4										3					
5		Pasir (coklat, hitam) terdapat Andesit Ø 10- 15 cm	5		6	9	11	20		4					
6										5					
7					8	10	11	21		6					
8										7					
9										8					
10		Pasir kasar (coklat, hitam)	3	I	8	10	11	21	-10.00	9					
11					8	9	11	20		10					
12										11					
13		Pasir halus (coklat, hitam)	4		7	9	9	18		12					
14				II						13					
15					7	9	9	18		14					
16										15					
17		Pasir kasar (coklat, hitam)	4		10	10	15	25		16					
18										17					
19					12	15	15	30		18					
20										19					
21		Batu pasir (coklat, hitam)	4		12	15	17	32		20					
22										21					
23					15	18	22	40		22					
24										23					
25		Pasir sedang (coklat, hitam)	3		15	18	23	41		24					
26										25					
27					17	20	25	45		26					
28		Pasir halus (coklat, hitam)	3							27					
29										28					
30					17	21	26	47		29					
										30					

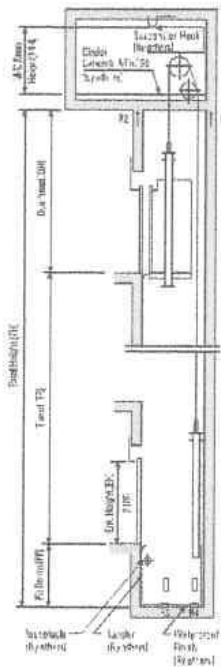


## Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity	Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)
			Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4	
	Persons	kg	OP	CA x CB	A x B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1	8	450	800	1400 x 650	1460 x 1045	1800	2700	5620	420	2000	4000	6000	2760	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 x 1250	1460 x 1145	1800	2700	5620	420	2000	4000	6000	2760	3600	2000	5400	4500
	9	600	900	1400 x 1130	1460 x 1385	1800	2700	5620	710	2000	4000	6000	3600	4100	2400	6200	5100
	10	700	900	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	2700	5620	830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
1.5	11	750	900	1600 x 1350	1660 x 1505	1800	2700	5600	930	2000	4000	6000	3700	4500	2800	7400	5900
	12	900	900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	6250	1960	2200	4400	6600	3700	4500	2700	8100	6500
1.75	15	1000	900	1600 x 1550	1660 x 1655	2050	4200	6250	2130	2300	4400	6800	3850	4600	2800	8600	7000
	17	1150	1000	1800 x 1650	1800 x 1670	2150	4800	7250	2180	2400	4800	7500	3900	4700	2900	9100	7500
2.5	20	1200	1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5600	8300	3800	4700	3000	9600	8000
	20	1200	1000	1800 x 1700	1800 x 1870	2150	4800	7250	2290	2400	4900	7600	4200	4800	3100	10200	8500
	20	1200	1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5700	7850	2180	2900	5700	8700	4000	4800	3100	10200	8500
	24	1400	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2550	5200	7850	2420	2900	5400	8500	4200	4800	3100	10400	8500

- Notes: 1. A twin hoistway is mandatory for use on 16-story buildings. For application to over 16-story buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistway.  
2. A two-car dimension is not applicable for twin hoistways. For applicable dimensions, refer to the 'Twin Hoistway' section.  
3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet local code, consult Hyundai.  
4. The capacity in persons is only based on 65kg/person, (143lb/70kg/person).  
5. A two-car dimension is not applicable in case the car is a standard. In case the car is a standard, the car opening is 1000mm in width, the car height is 1000mm in height, the car depth is 1000mm.  
6. In case of 2m/sec and 2.5m/sec, the car size is always plus 100mm, the machine room size is always plus 100mm.

Speed (m/sec)	Overhead (O.H.)	Pit (P.P.)	M/C Room Height (M.H.)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1600	2400
1.75	5000	1700	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

- Notes: 1. Machine room temperature should be maintained below 43°C with circulating fan and/or air conditioning (if necessary, and humidity below 65%).  
2. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. There are some allowances to be made considering the sloping of the hoistway.  
3. The minimum machine room height is 2200mm in case of a traction machine with visible pulley pad.  
4. For gearless 110° roping elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

## Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

## Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

## PERENCANAAN & DESAIN

### PLANNING & DESIGN

### Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)  
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24  
Diameter = 10 mm  
Jarak spasi = 150 mm  
Luas tulangan = 5,24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned}\text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2,400 \text{ kg/cm}^2}{5,000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'\end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union  
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm  
Luas 2,57 cm<sup>2</sup>/m'

### Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)  
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24  
Diameter = 10 mm  
Spacing = 150 mm  
Cross sectional area = 5.24 cm<sup>2</sup>/m'

$$\begin{aligned}\text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2,400 \text{ kg/cm}^2}{5,000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'\end{aligned}$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh  
Diameter 7 mm with 150 mm spacing  
Area 2.57 cm<sup>2</sup>/m'

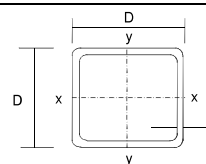
TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm <sup>2</sup> )	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm <sup>2</sup> /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm <sup>2</sup> /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

## SUPER HOT COLUMNS

## Super Hot Columns



## Submerged arc welded steel tubes

Designation Size	Thickness	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Inertia I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constant J	Surface Area Per Metre C	
D	t		A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99



# PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



## Description

Type of pile  
Splice system  
Type of shoe

: Prestressed Concrete Spun Pile  
: Welded at steel joint plate  
: Pencil (Standard Product)  
Mamira (Special Design)  
: Diesel or Hydraulic Hammer

Method of Driving

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

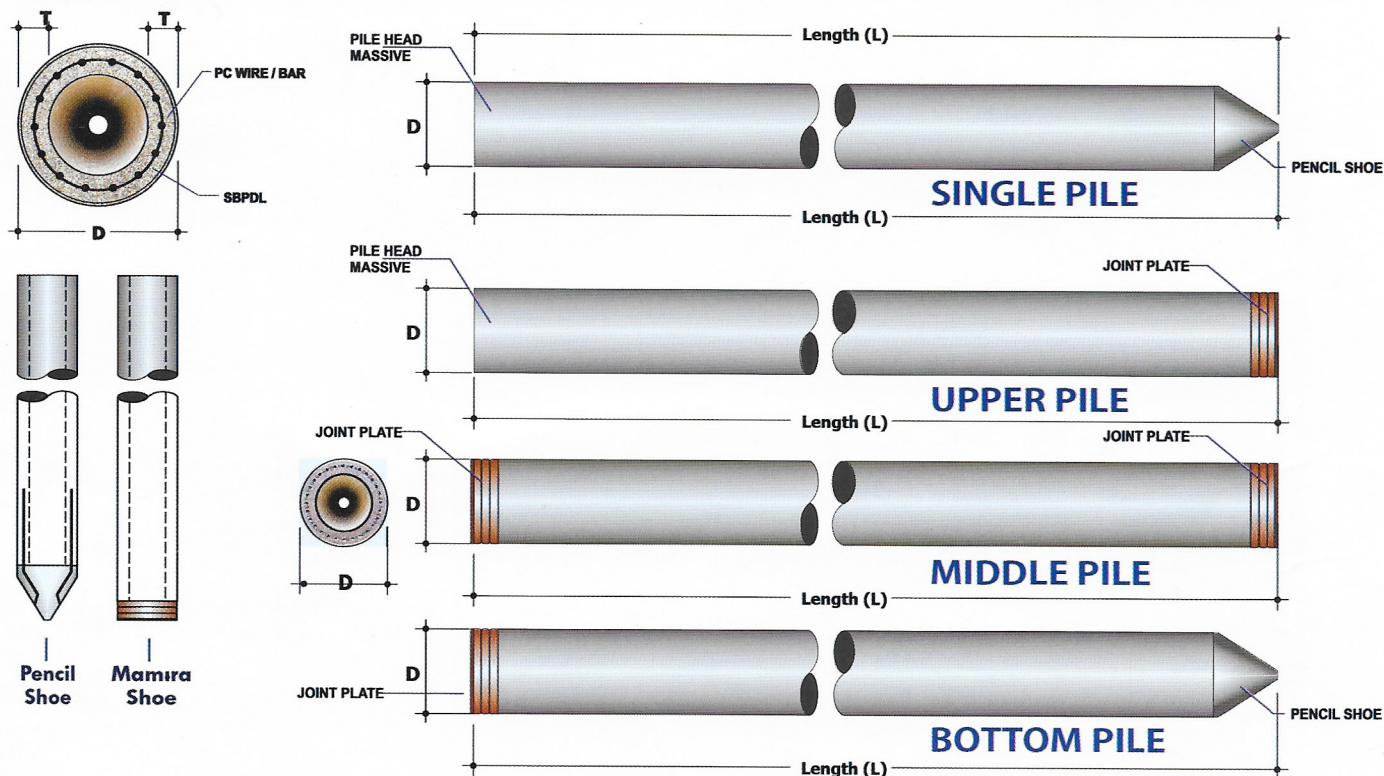
## Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987  
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile  
Design, Manufactured and Installation  
of Concrete Piles  
Indonesian Concrete Code

## Shape and Dimension



## Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999	Standard Specification for Concrete Aggregate	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm <sup>2</sup> (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

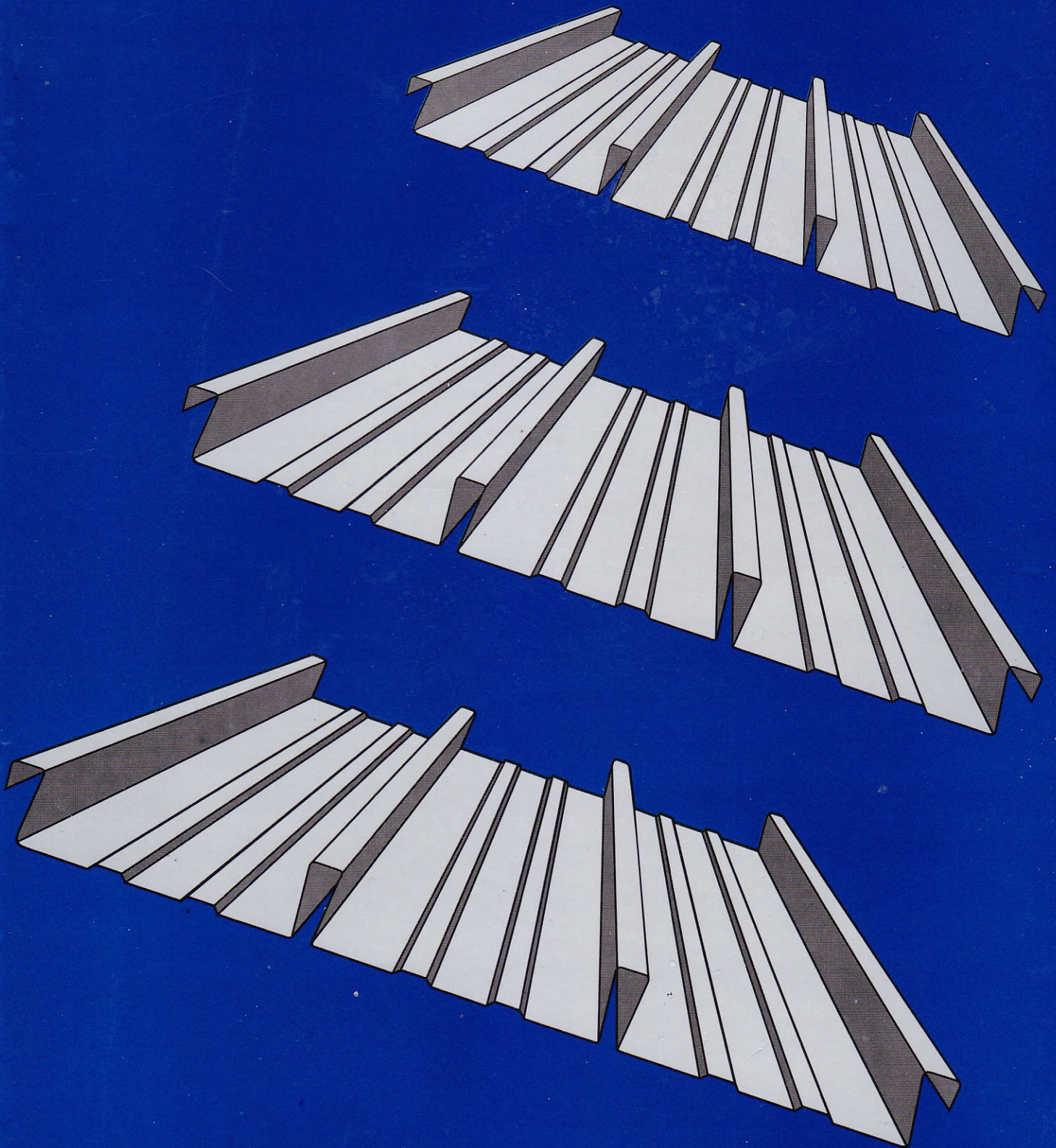


# Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm <sup>2</sup> )	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20



# ***Super Floor Deck***®





**Super Floor Deck®** adalah bahan lembaran panel berbentuk plat gelombang yang terbuat dari baja struktural bermutu tinggi dengan High-tensile steel JIS 3302 (570 N/mm<sup>2</sup>), dan berfungsi sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.

Tebal bahan yang tersedia adalah 0.75 mm dan 1.00 mm dengan lapisan seng minimum 220 gr/m<sup>2</sup>.

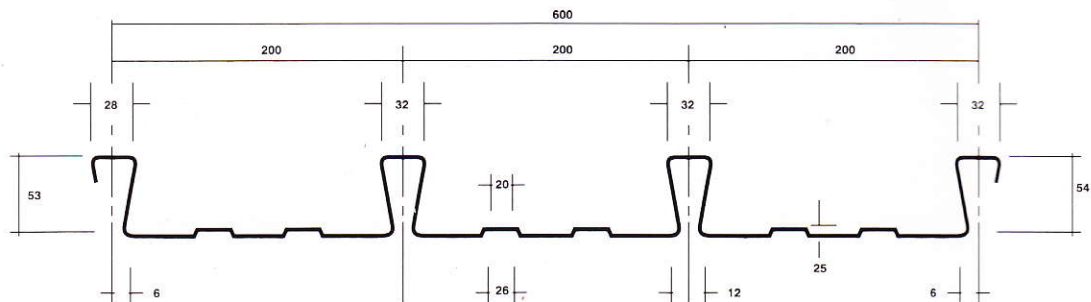
**Super Floor Deck®** dapat dipesan sesuai panjang yang dibutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

#### KEUNGGULAN-KEUNGGULAN **Super Floor Deck®**

- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberikan platform kerja yang lebih aman.

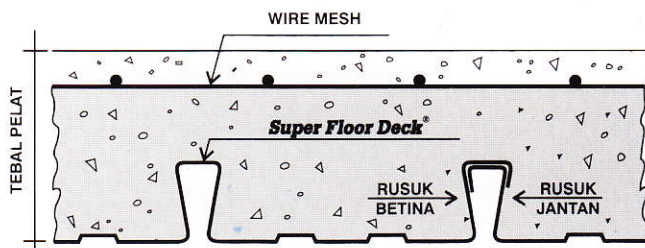
#### SPESIFIKASI

Bentuk gelombang dan ukuran **Super Floor Deck®**

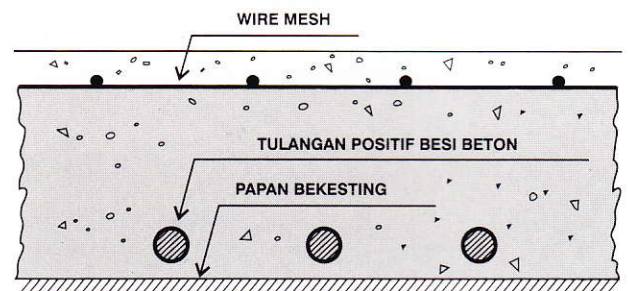


Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M<sup>2</sup> untuk ketebalan 0,75 mm

Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M



### SUPER KOMPOSIT PELAT BETON

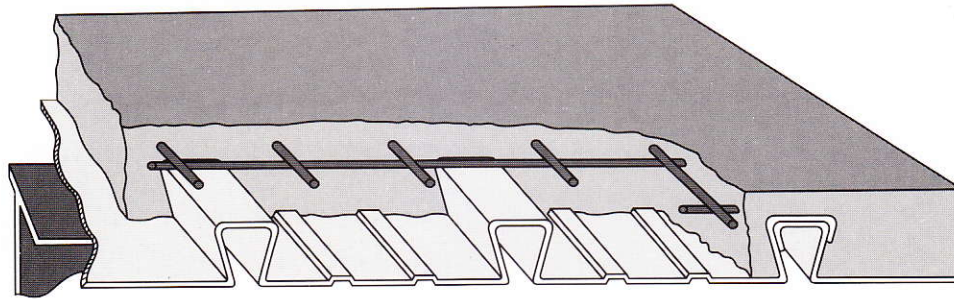


### KONVESIONAL PELAT BETON

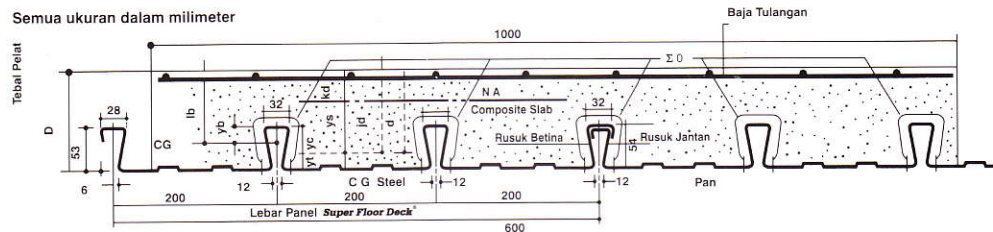
PERBANDINGAN	Jenis Bekisting	Bentang m	Beban kg/m <sup>2</sup>	Tebal cm	Tulangan Positif
KONVENSIONAL PELAT BETON	Kayu	4.5	400	14	O 12 mm
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON	<b>Super Floor Deck®</b>	4.5	400	11	Tidak Perlu



# Super Floor Deck®



## PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



### Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

**TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG *Super Floor Deck®* PERLEBAR 1000 MM**

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm	mm	10 <sup>4</sup> x mm <sup>4</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup> x mm <sup>4</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>3</sup> x mm <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup> x mm <sup>4</sup>	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	KN	10 mm Of Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes

In = idem untuk daerah momen negatif

Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Zpc = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

= Ip (1.26 - 0.26 Ip/in)

**TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS**

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M <sup>2</sup>		200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000	200	300	400	500	600	700	1000							
TIANG PENYANGGA NO. PROPS	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM							
		NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M	NEG. REIN. CM <sup>2</sup> /M							
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN

- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-FINISHING LAINNYA

- MUTU BAJA TULANGAN U - 48



## CARA PEMASANGAN

Lembaran **Super Floor Deck**® diletakkan diatas balok-balok pemikul (beam), baik diatas kontruksi beton maupun pada kontruksi baja, kemudian segera dimatikan/dipakukan atau di-las, jika perletakan di alas kontruksi baja. Hal tersebut untuk menghindari dari geseran perletakan lembaran **Super Floor Deck**® pada kedudukannya. Cara perletakan **Super Floor Deck**® pada umumnya minimum 5 cm dari bibir balok pemikul. Untuk sambungan arah memanjang, jarak perletakan **Super Floor Deck**® satu dengan lainnya diusahakan seminimal mungkin. Usahakan perletakan lembaran **Super Floor Deck**® bisa menutup dua atau tiga bentangan balok pemikul (continuous span), agar lebih praktis dan menghemat waktu baik dalam pemasangan maupun dalam pengangkutan. Lembaran **Super Floor Deck**® pada waktu beton masih basah berfungsi sebagai bekisting dan merupakan lantai kerja paling aman bagi pekerja lainnya. Tapi hindarkan terjadinya pemusatan beban diatas lembaran **Super Floor Deck**® yang belum berfungsi tersebut. Disarankan, gunakanlah papan balok kayu untuk lintasan jalan para pekerja.

## CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BAJA

Setelah konstruksi baja selesai dipasang dan balok-balok (beam) nya sudah dilot water pas, lembaran **Super Floor Deck**® segera dipasang. Biasanya pada konstruksi baja pemasangan **Super Floor Deck**® dengan cara bentang menerus, kemudian dimatikan dengan las listrik atau paku tembak.

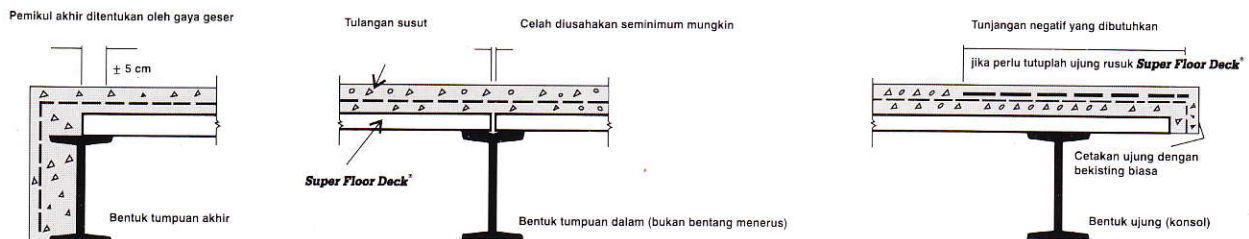
### Syarat-syarat cara pengikatan

#### 1. Dengan cara pengelasan:

Pada bagian ujung **Super Floor Deck**® dan dibawah kaki rusuk dilas dengan las cantum berdiameter 1 cm. Pada balok pemikul tengah, lembaran dilas pada bagian rata kaki rusuk betina disetiap lembaran **Super Floor Deck**®. Mutu kawat las yang digunakan berukuran 3,25 mm, dengan baja celulose AC/DC bermutu tinggi. Cara pengelasannya dilakukan dari atas ke bawah.

#### 2. Dengan cara pemakuan:

Bisa dengan paku keling biasa atau paku tembak. Bisa juga menggunakan paku berdiameter 4 mm. Kalau balok pemikul baja (beam), diperhitungkan sebagai balok T komposit, maka bisa digunakan paku berdiameter 10- 16 mm dilas ke balok baja pemikul dan berfungsi sebagai penahan geser.

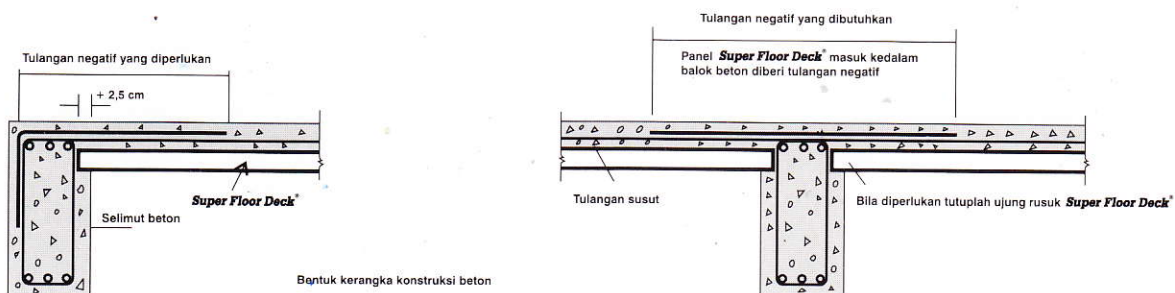


## CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BETON

Memasang lembaran **Super Floor Deck**® di atas konstruksi beton pada umumnya dipasang sebagai bentang tunggal karena pengecoran balok dan lantai bersamaan, yaitu untuk menghemat waktu pekerjaan cor dan supaya menghasilkan balok T sesuai perencanaan.

### Syarat-syarat cara pengikatan

- Lembaran **Super Floor Deck**® dipasang diantara dua balok pemikul sebagai bentang tunggal. Ada dua cara pemasangan, yaitu lembaran **Super Floor Deck**® dimatikan pada balok pemikul yang sudah dicor atau diletakkan di atas papan bekisting balok pemikul/dinding dengan jarak 2,5 cm dari sisi balok, sebelum balok/dinding dicor.
- Lembaran **Super Floor Deck**® dipasang di atas beberapa balok pemikul sebagai bentang menerus. Pada waktu pengecoran balok-balok pemikul, siapkan angkur-angkur atau stek besi yang akan ditanam ke dalam coran beton tadi. **Super Floor Deck**® diletakkan setelah dilubangi sesuai dengan jarak angkur-angkur atau stek besi tersebut. Setelah angkur-angkur/stek besi dibengkokkan, selanjutnya pengecoran dilaksanakan.

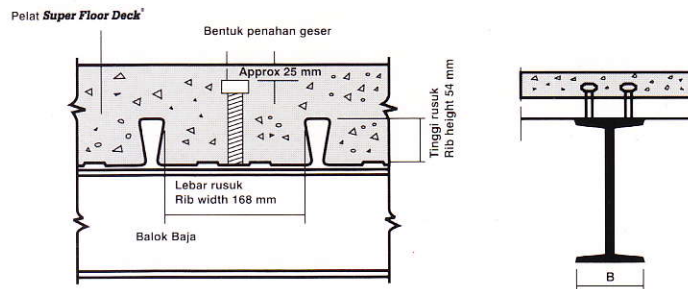


### TIANG PENYANGGA SEMENTARA

Sebelum **Super Floor Deck** dicor dengan adukan beton, terlebih dahulu disangga oleh tiang penyangga sementara, terbuat dari kayu dolken atau papan, terutama untuk bentang besar. Hal ini untuk menghindari lendutan akibat pembebanan sementara **Super Floor Deck** belum berfungsi. Biasanya tiang penyangga sementara ini dilepas setelah beton berumur 7 sampai 14 hari.

### PENAHAN GESER

Penahan geser dibutuhkan untuk ikatan antara lantai beton dengan balok pemikul dibawahnya. Terbuat dari besi beton dengan diameter antara 10 sampai 16 mm. Ada juga yang dibuat seeara khusus. Tinggi maksimum di bawah permukaan akhir plat beton 2 cm. Adapun jaraknya harus dihitung berdasarkan diagram gaya lintang balok.



### TULANGAN SUSUT

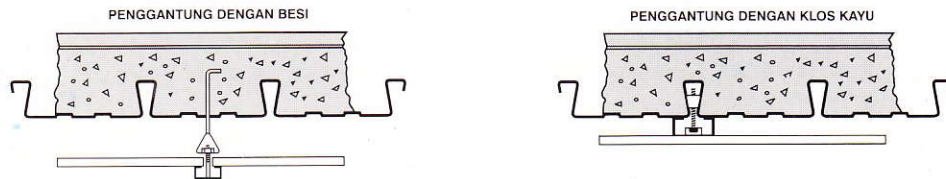
Disarankan memakai Tulangan Susut yang berfungsi selain untuk mengatasi keretakan lantai beton akibat perubahan temperatur dan juga menyebarkan pembebanan. Untuk plat tebal antara 9-12 cm, bisa digunakan jaring kawat berdiameter 5 mm dan 6 mm untuk tebal antara 13-16 cm

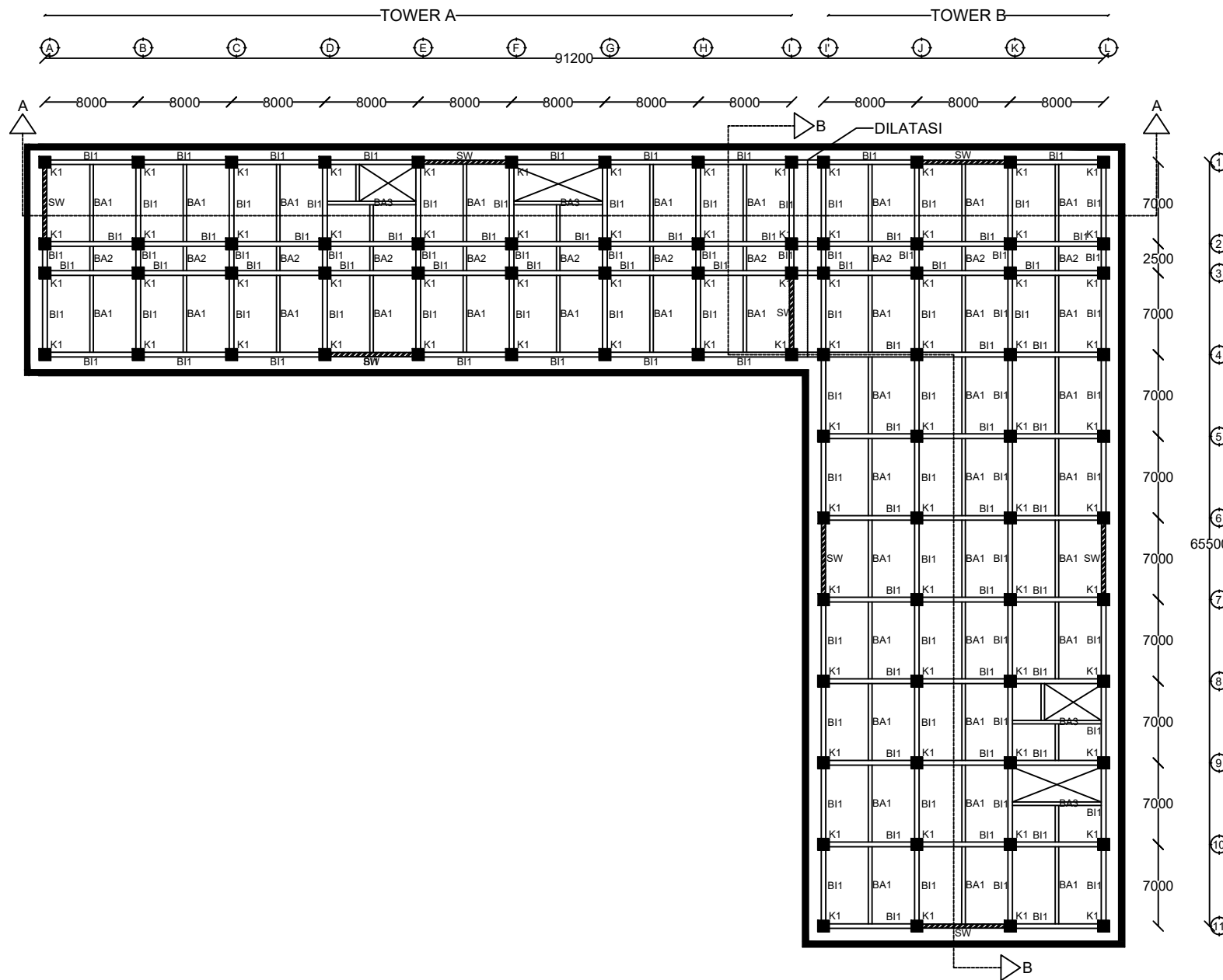
### SYARAT-SYARAT MUTU BETON

Disarankan kekuatan tekanan karakteristik minimum 200 kg/Cm<sup>2</sup> (K-200) dan harus tercapai setelah beton berumur 28 hari dan harus memenuhi syarat - syarat PBI 1971 (NI - 2)

### PEKERJAAN LANGIT-LANGIT

Langit-langit yang menggantung bisa dibuat penggantung dari kawat baja yang di tanam ke dalam plat beton sebelum di-cor. Atau pada alur gelombang **Super Floor Deck** dipasang rusuk dari kayu dan berfungsi sebagai pengikat. Penyemprotan dengan bahan plesteran seperti gips, vermikulit, bisa langsung disemprotkan kepermukaan bagian bawah **Super Floor Deck**





**Denah Lantai 1**

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

K1 = Kolom Beton 1 (100/100 cm)  
BI1 = Balok Induk Beton 1 (40/60 cm)  
BA1 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)  
BA2 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)  
BA3 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)  
SW = Shearwall (t=35 cm)  
P = Pelat Beton 1 (t=15 cm)

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai 1

1 : 500

Kode

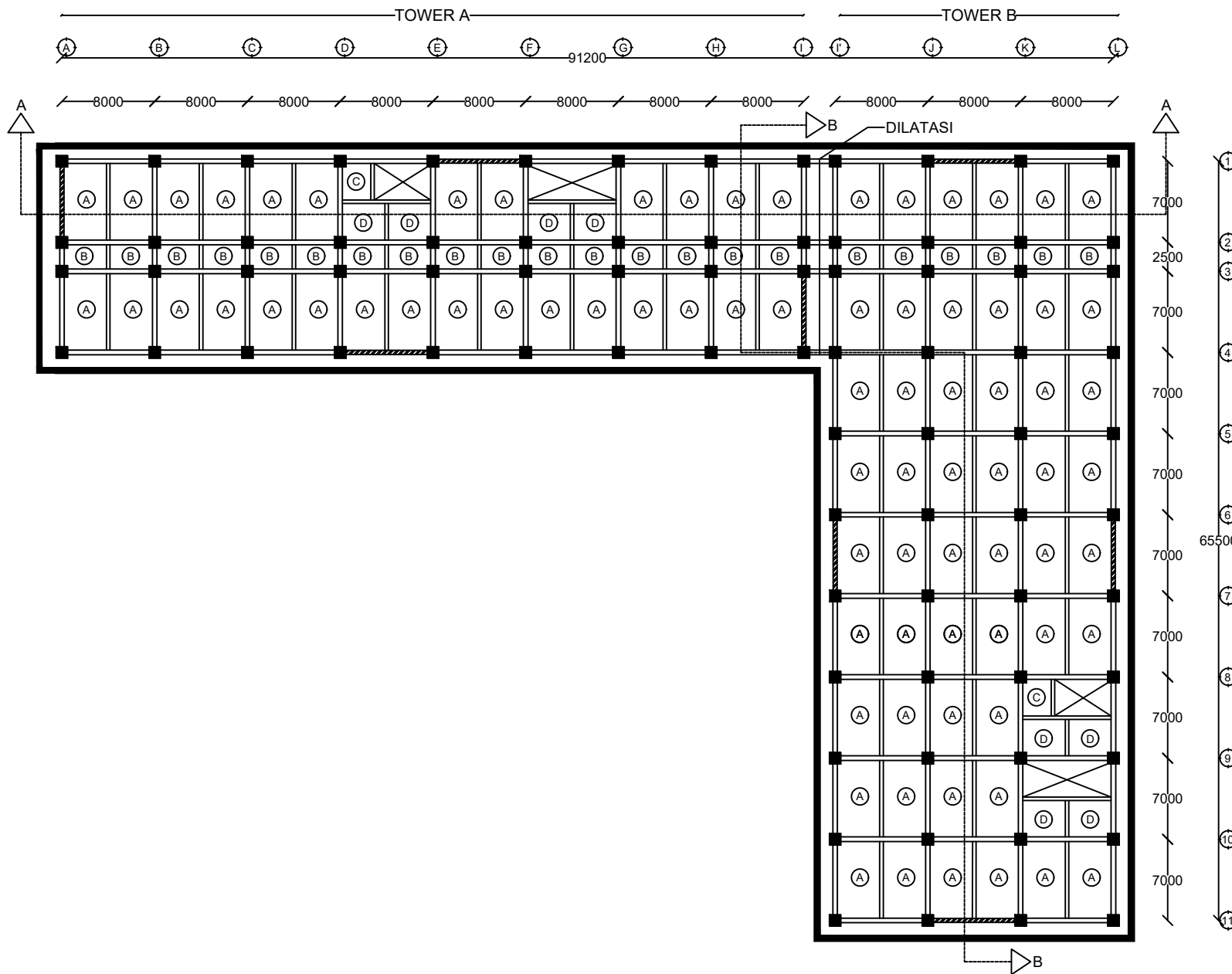
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

1

43



**Denah Pelat Lantai 1**

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardjo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Denah Pelat  
Lantai 1

1 : 500

Kode

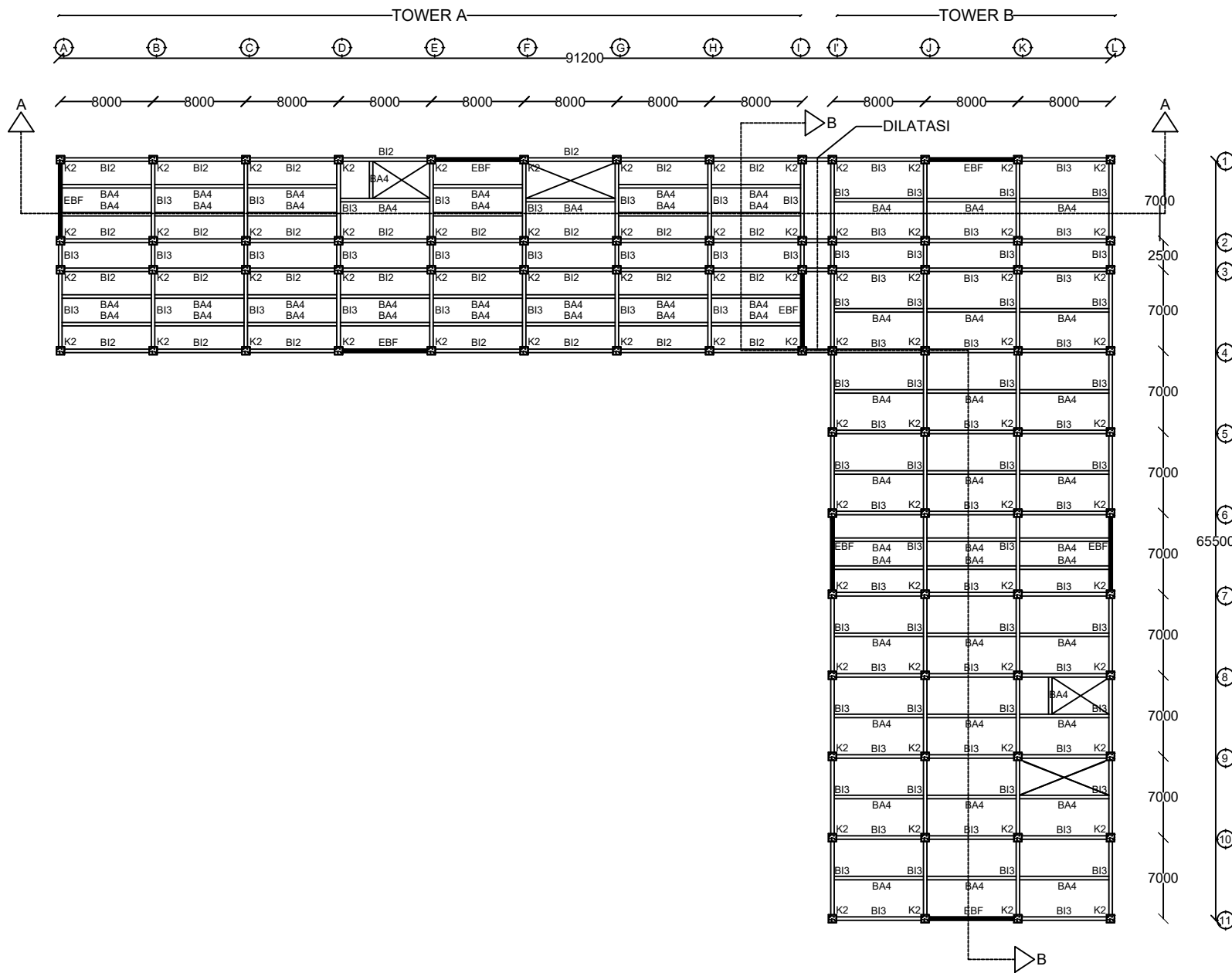
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

2

43



**Denah Lantai Balok Kolom Lantai 2-6**  
SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPERAKU  
EKSENTRIK**

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

K2 = Kolom CFT 700.700.28  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.18  
BI3 = Balok Induk WF 600.300.12.17  
BA4 = Balok Anak WF 400.300.9.14  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
Balok Kolom  
Lantai 2-6

1 : 500

Kode

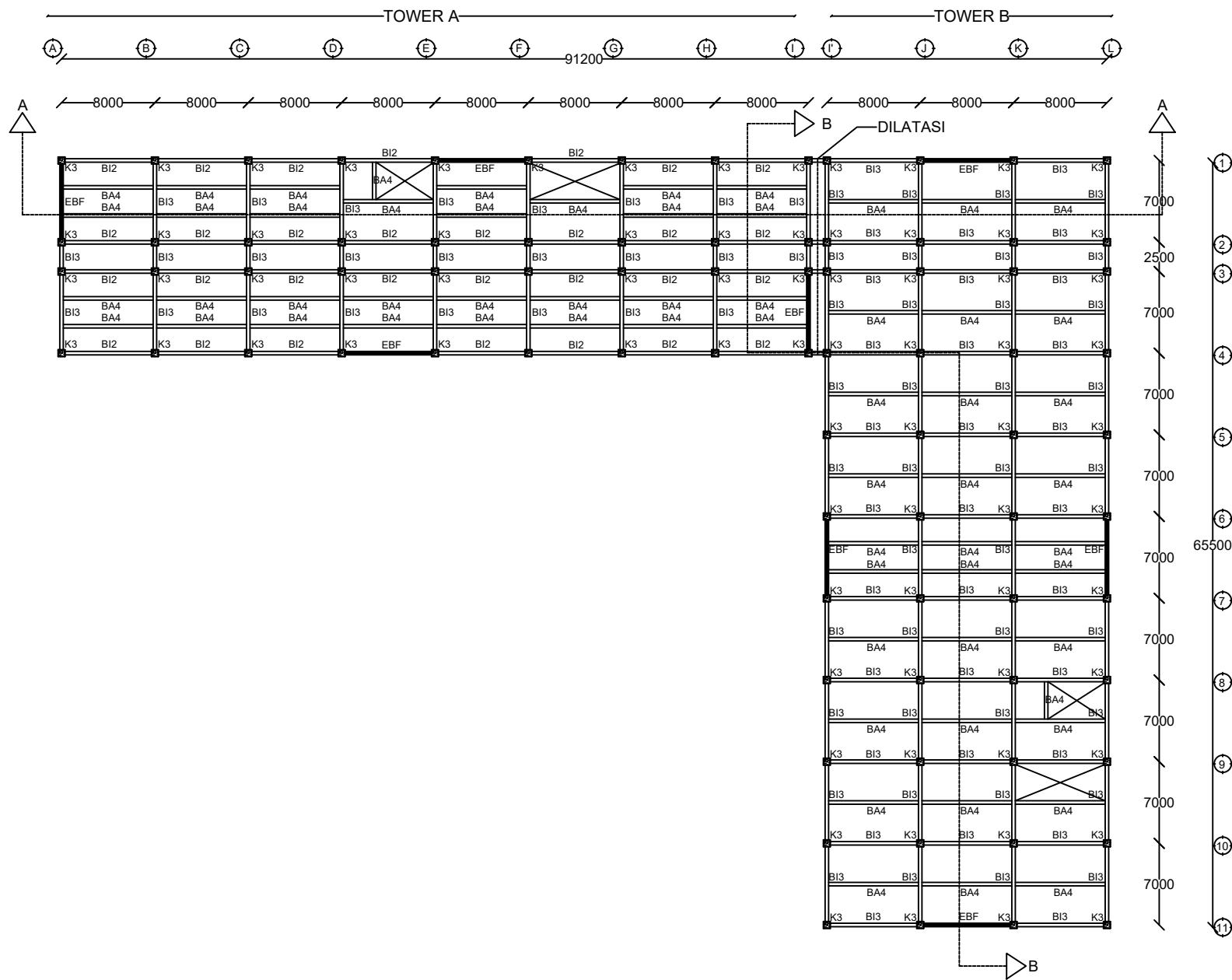
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

3

43



**Denah Lantai Balok Kolom Lantai 7-11**

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK**

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

K3 = Kolom CFT 600.600.28  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.18  
BI3 = Balok Induk WF 600.300.12.17  
BA4 = Balok Anak WF 400.300.9.14  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
Balok Kolom  
Lantai 7-11

1 : 500

Kode

No  
Gambar

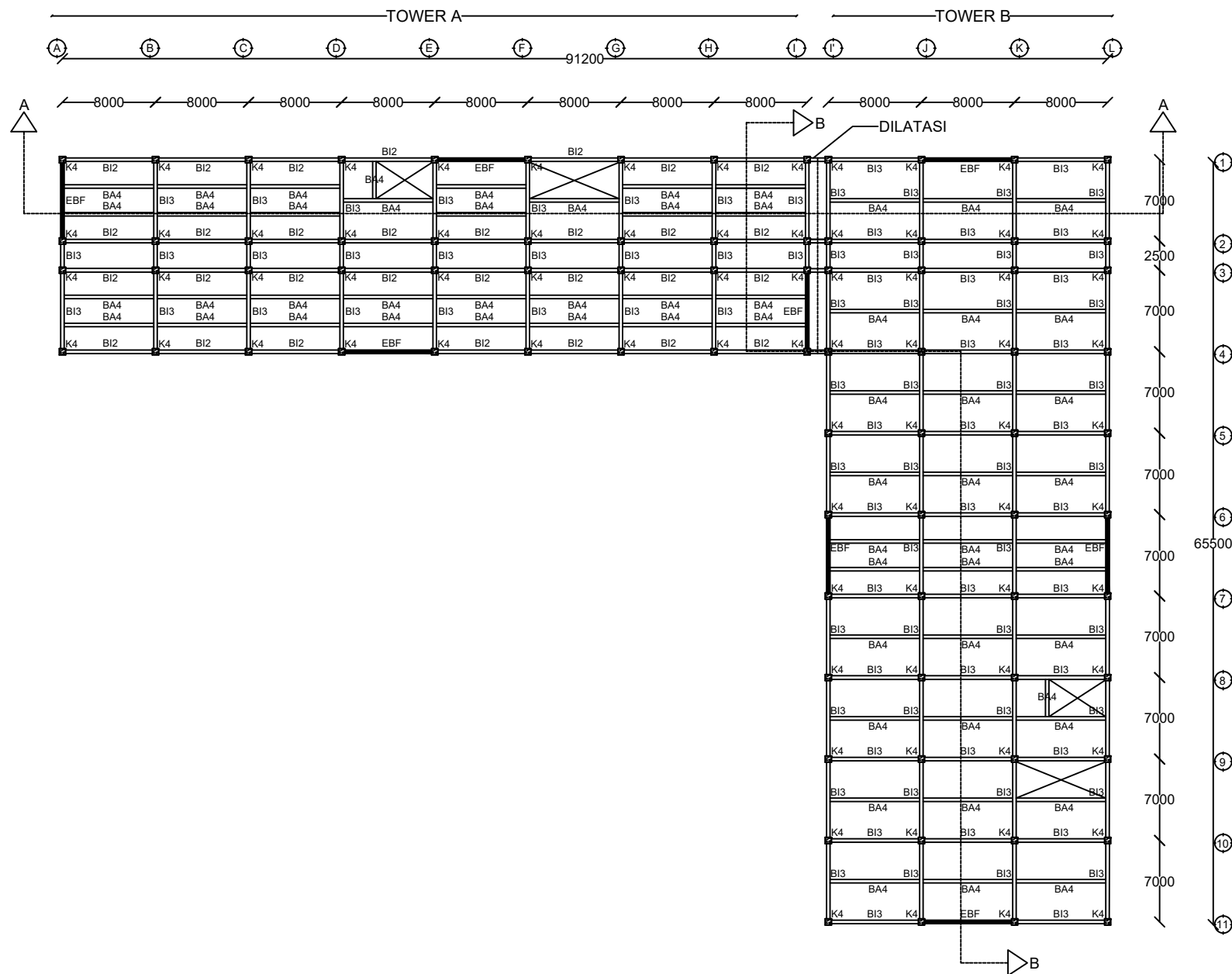
Jumlah  
Gambar

STR

4

43





**Denah Lantai Balok Kolom Lantai 12-Atap**

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

K4 = Kolom CFT 550.550.28  
BI2 = Balok Induk WF 500.300.11.18  
BI3 = Balok Induk WF 600.300.12.17  
BA4 = Balok Anak WF 400.300.9.14  
EBF = Eccentrically Braced Frame

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Denah Lantai  
Balok Kolom  
Lantai 12-Atap

1 : 500

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

5

43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

K1 = Kolom Beton 1 (100/100 cm)  
BI1 = Balok Induk Beton 1 (40/60 cm)  
BA1 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)  
SW = Shearwall (t=35 cm)  
P = Pelat Beton 1 (t=15 cm)

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi

1 : 500

Kode

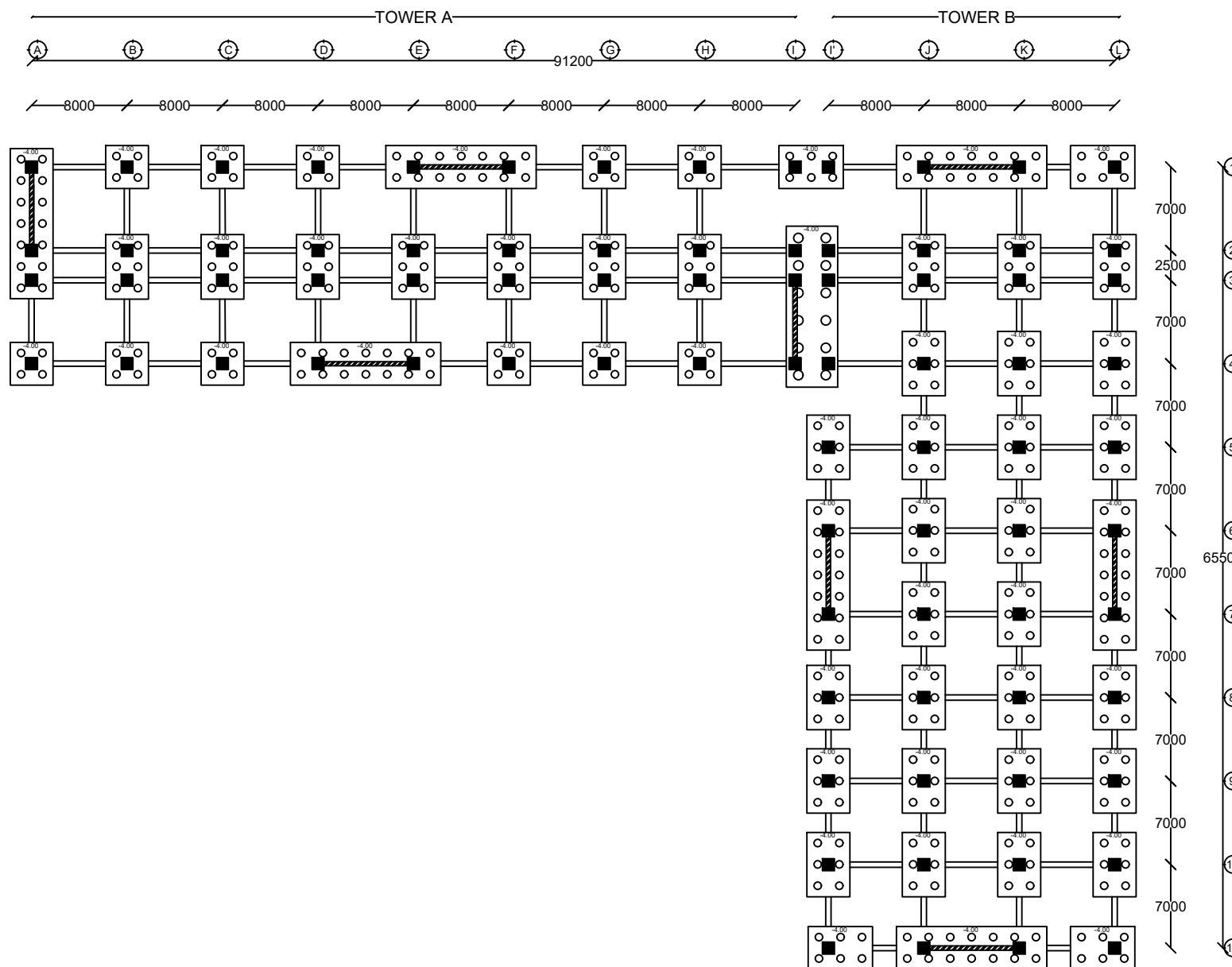
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

6

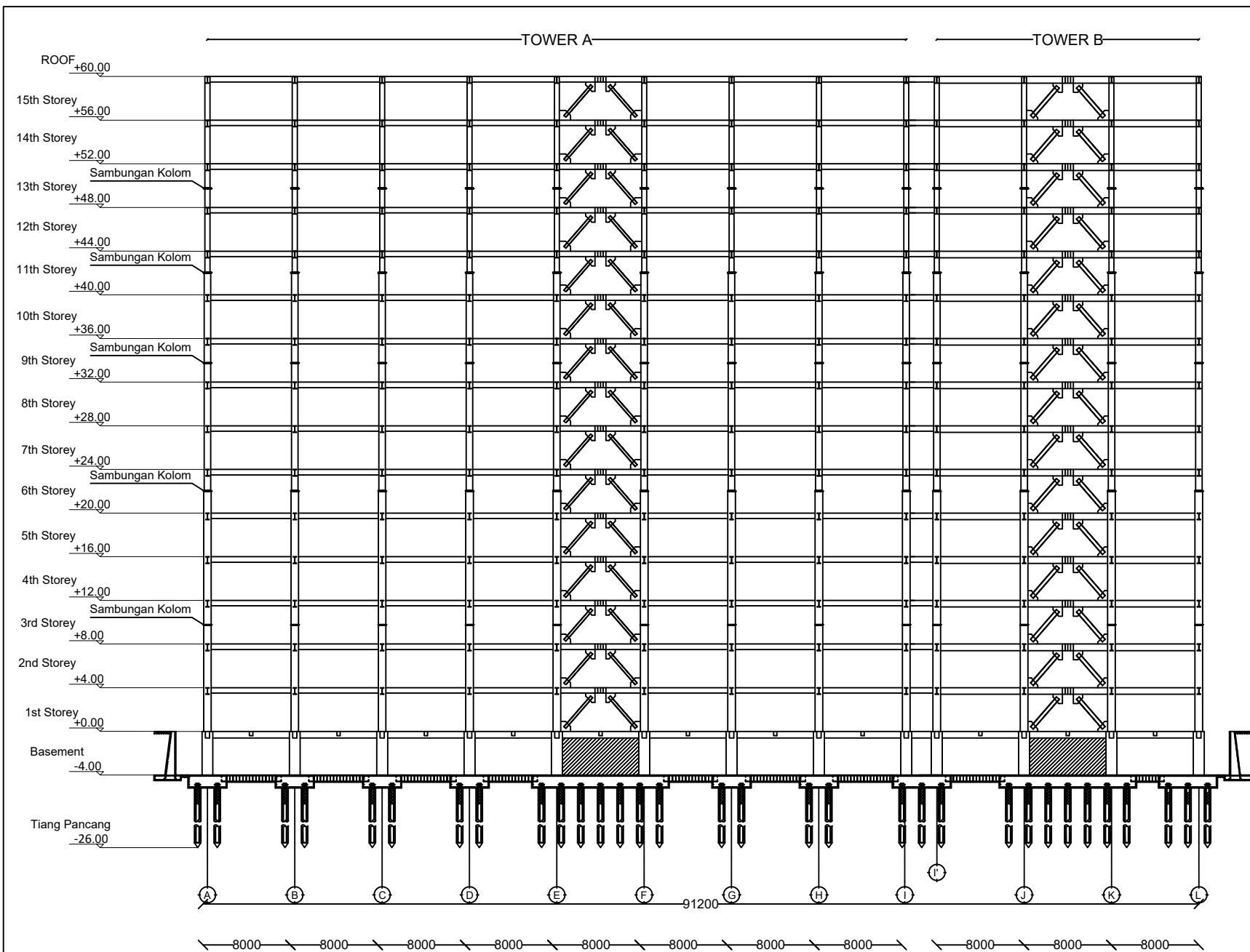
43



Denah Pondasi

SKALA 1 : 500





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardjo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan A-A

1 : 500

Kode

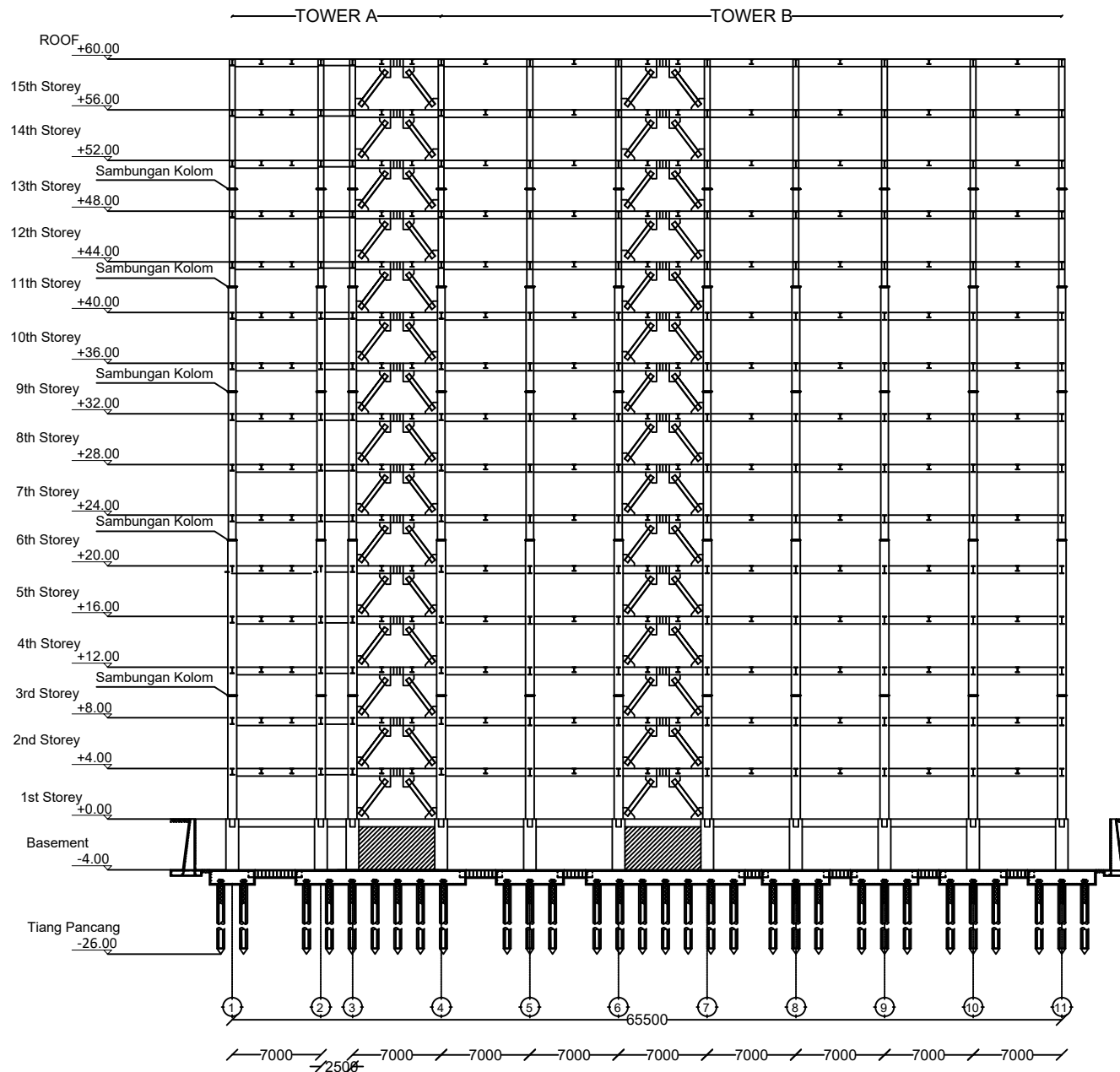
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

7

43



## Potongan B-B

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan B-B

1 : 500

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

8

43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Pembalokan  
Tangga

1 : 50

Potongan A-A

1 : 50

Detail A-A

1 : 25

Kode

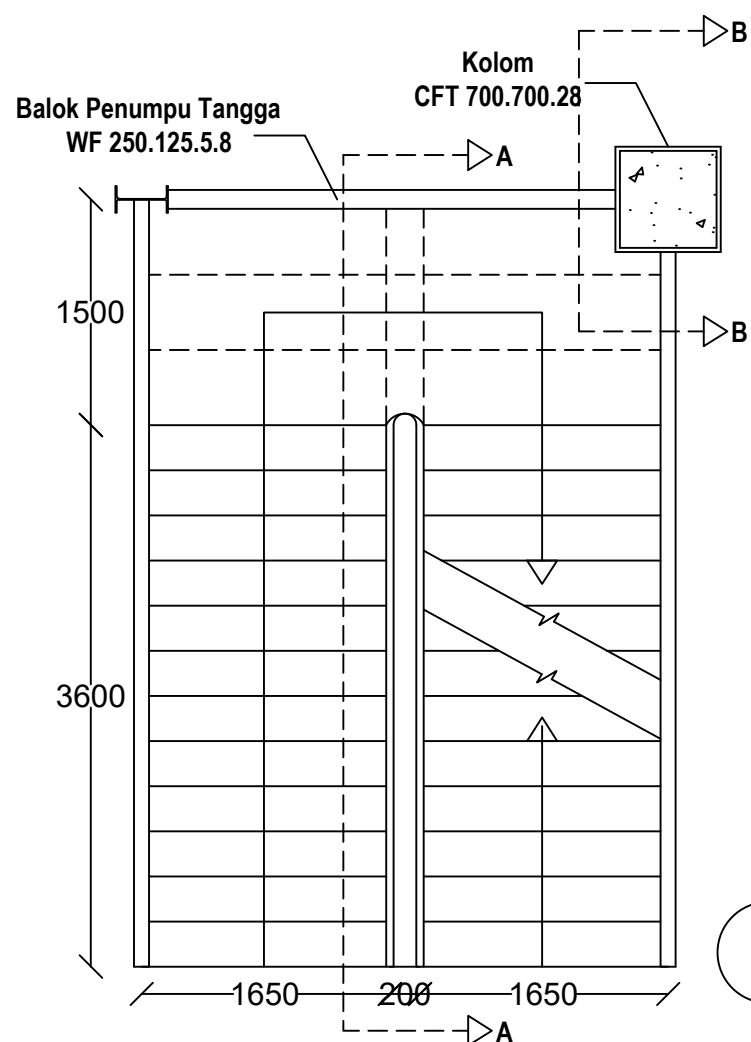
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

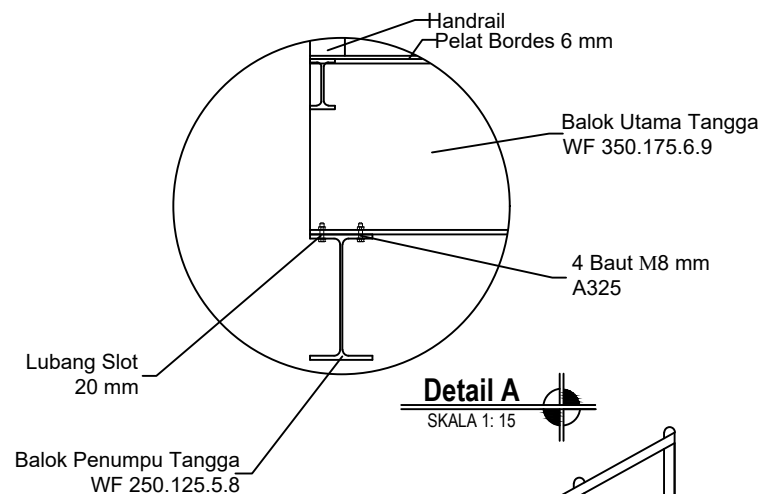
9

43



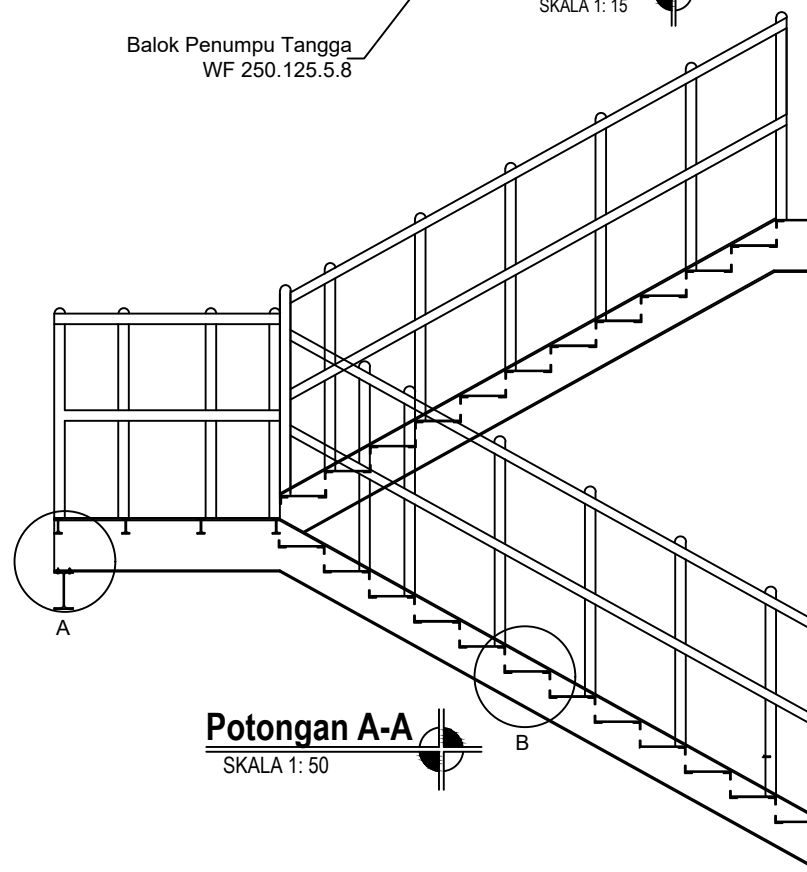
**Pembalokan Tangga**

SKALA 1: 50



**Potongan A-A**

SKALA 1: 50



± 4.00

± 2.00

± 0.00



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail B

1 : 15

Potongan B-B

1 : 70

Potongan C-C

1 : 70

Kode

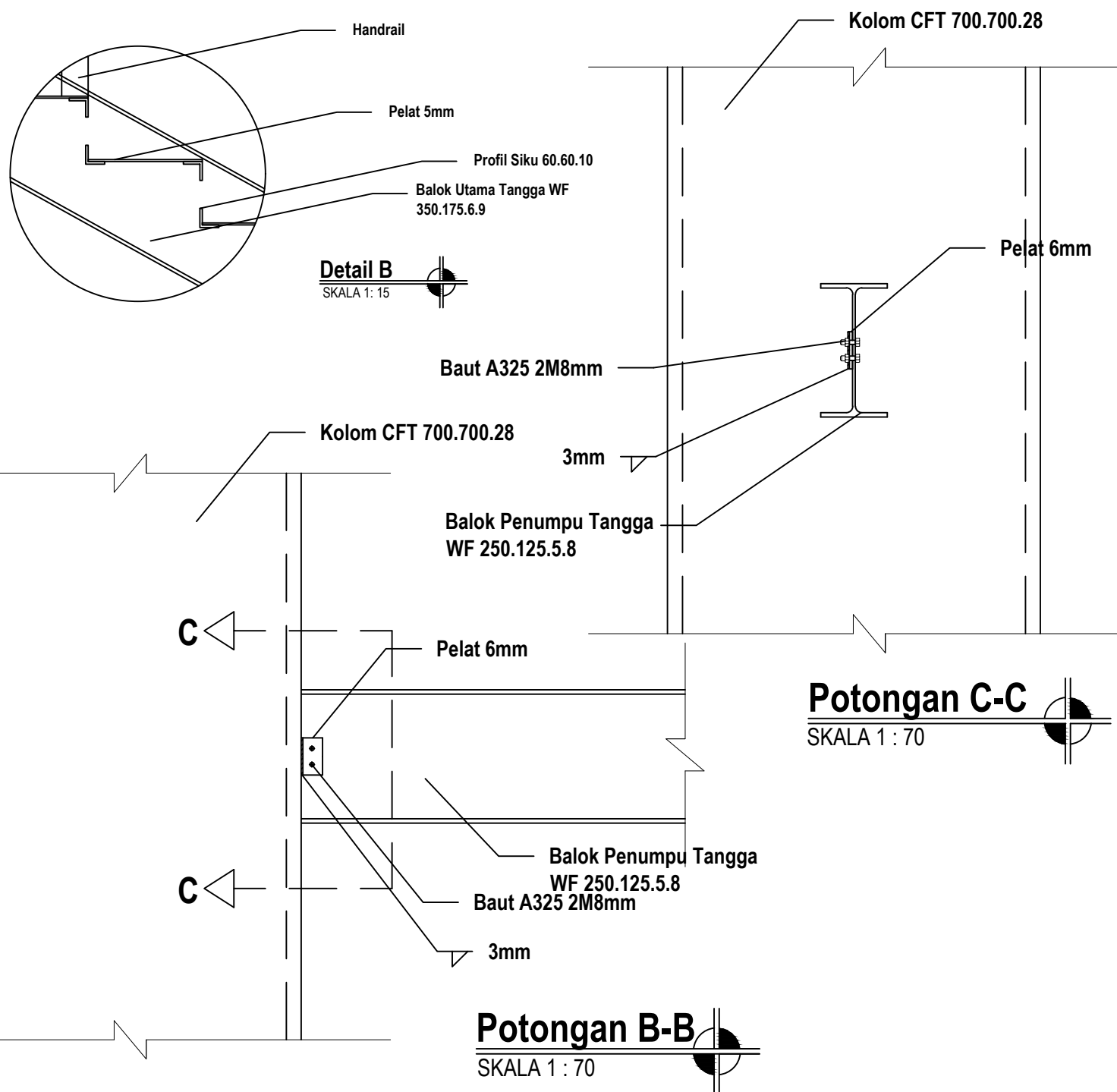
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

10

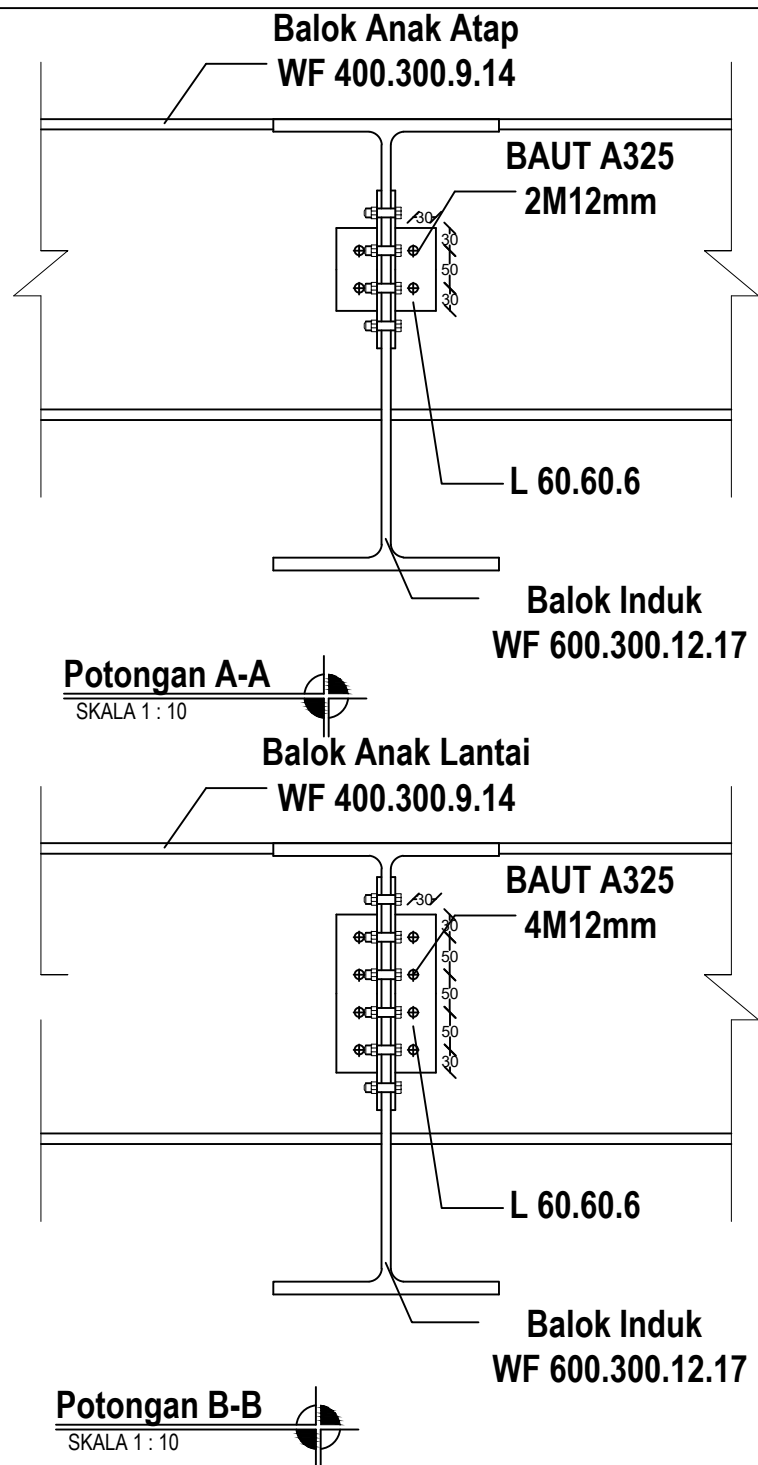
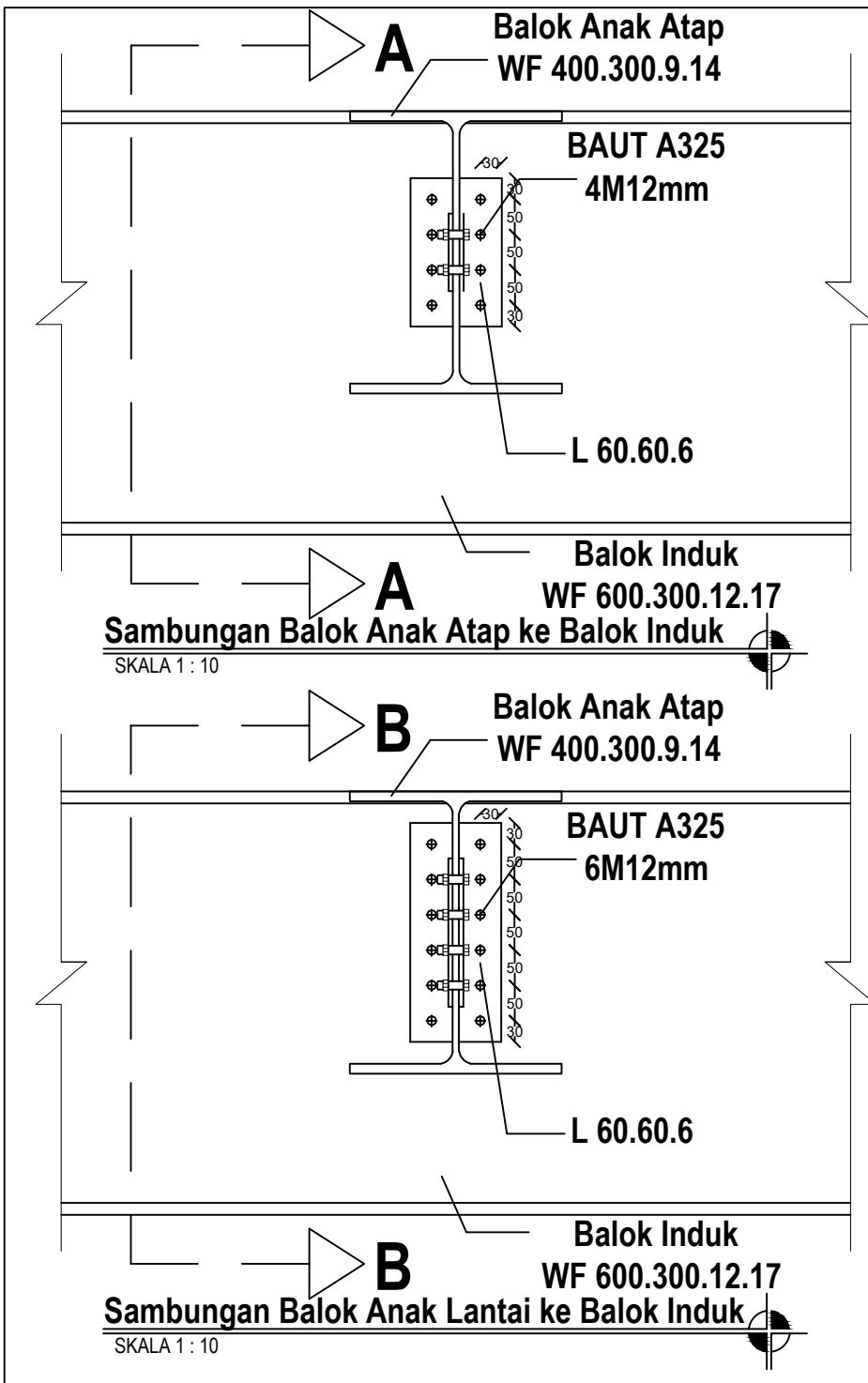
43











Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar	Skala
Sambungan Balok Induk	1 : 10
Sambungan Balok Induk	1 : 10
Potongan A-A	1 : 10
Potongan B-B	1 : 10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	13	43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A  
Mutu Las: E90xx  
CJP = Complete Joint Penetration

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Sambungan Balok  
Induk-Kolom

1 : 20

Potongan A-A

1 : 20

Kode

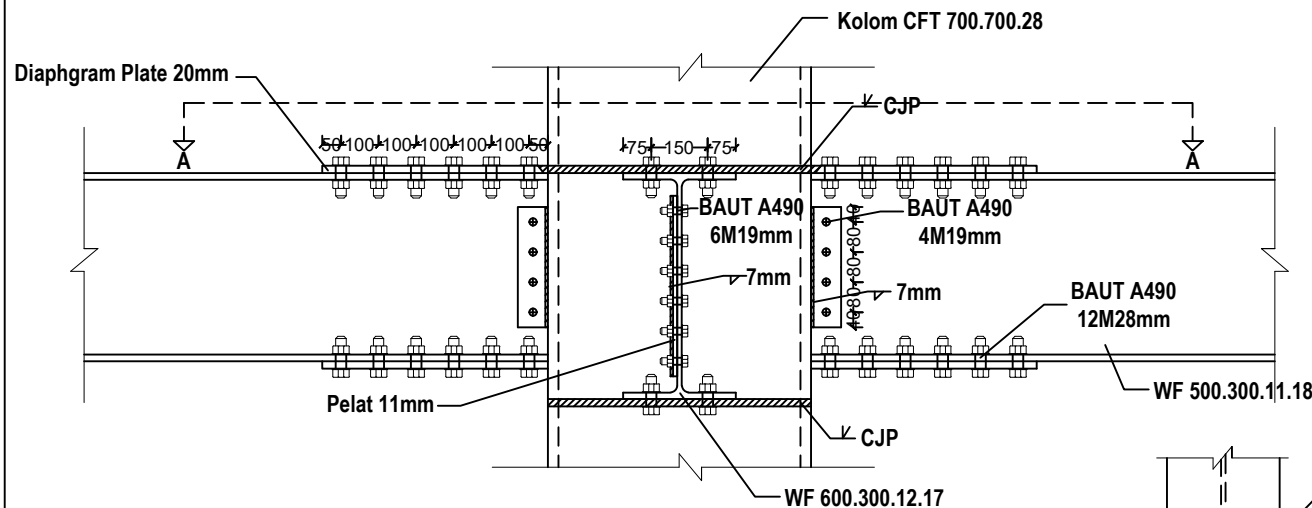
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

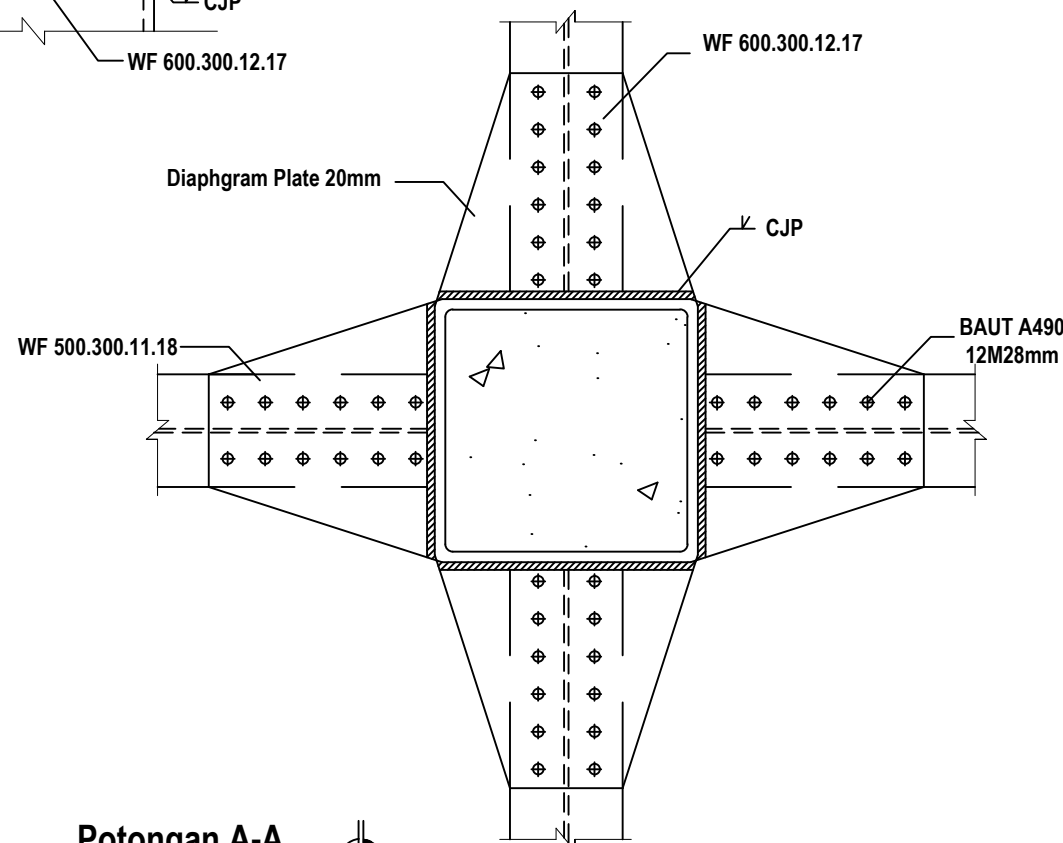
14

43



**Sambungan Balok Induk**

SKALA 1 : 20



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 20



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A  
Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Sambungan  
Bresing dengan  
Link  
Potongan A-A

1 : 20

1 : 20

Kode

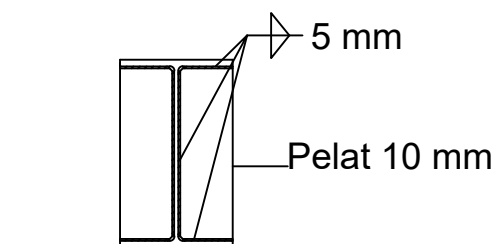
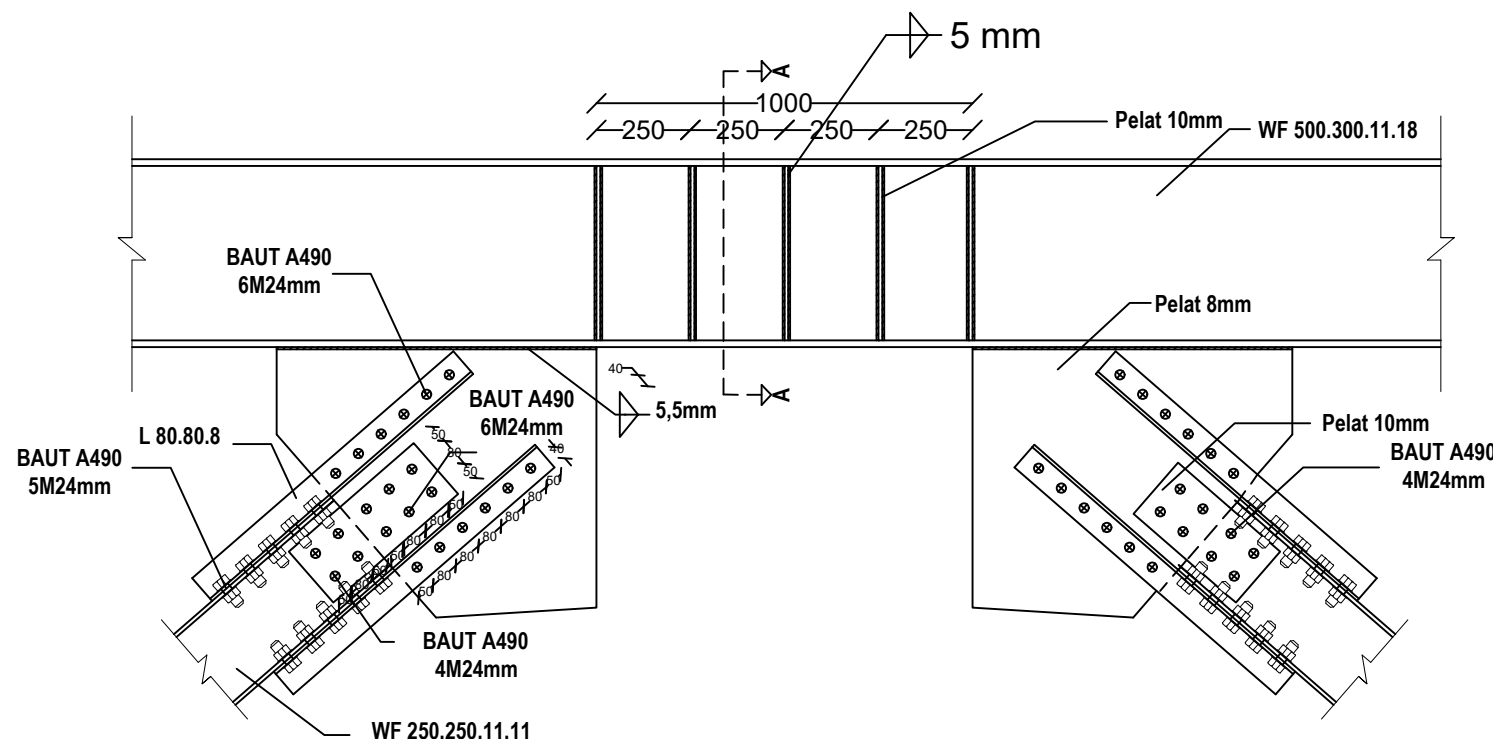
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

15

43

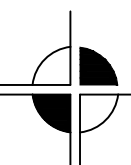


Potongan A-A

SKALA 1 : 20

Sambungan Bresing dengan Link

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A  
Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Sambungan  
Bresing dengan  
Balok dan  
Kolom

1 : 20

Kode

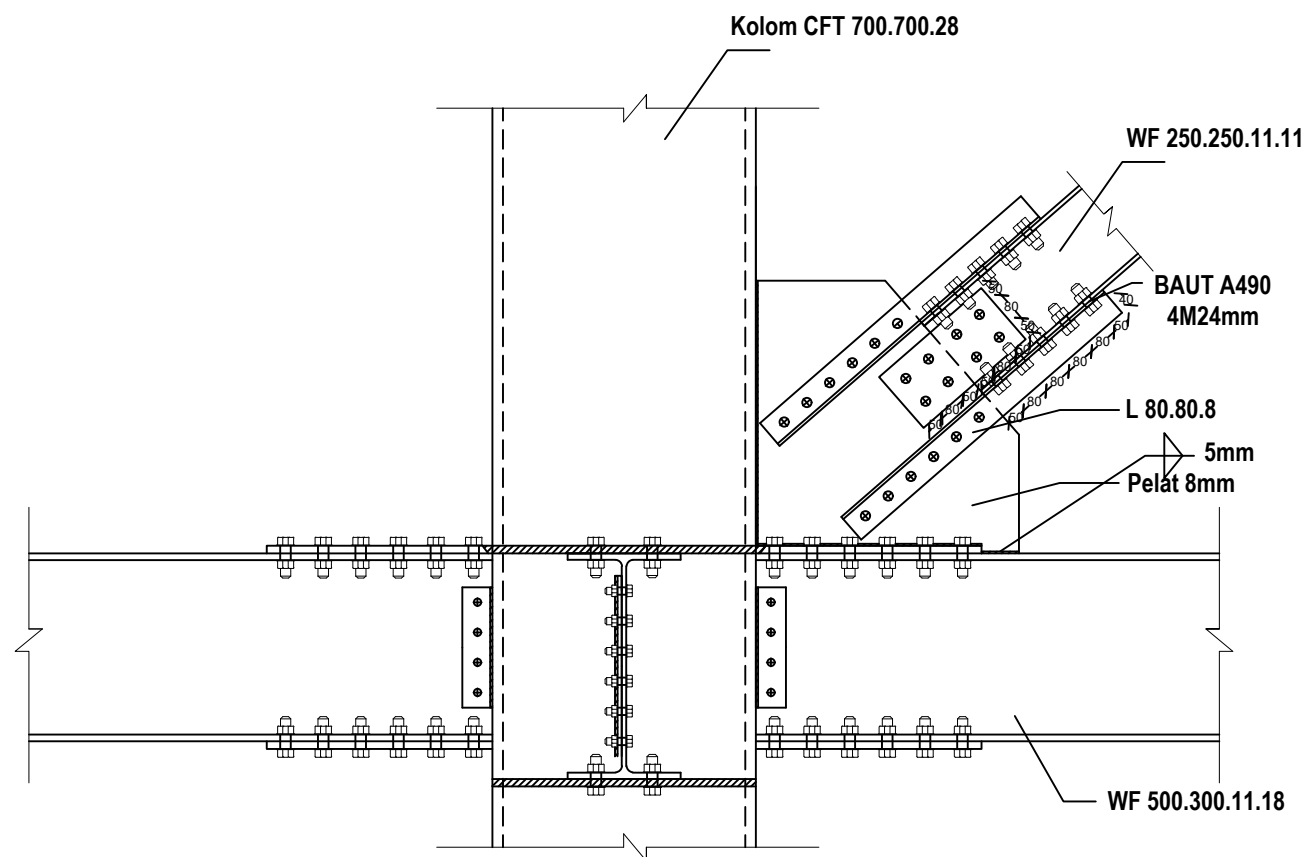
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

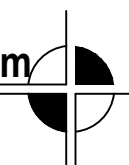
16

43



**Sambungan bresing dengan Balok Kolom**

SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A  
Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Sambungan  
Antar Kolom  
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

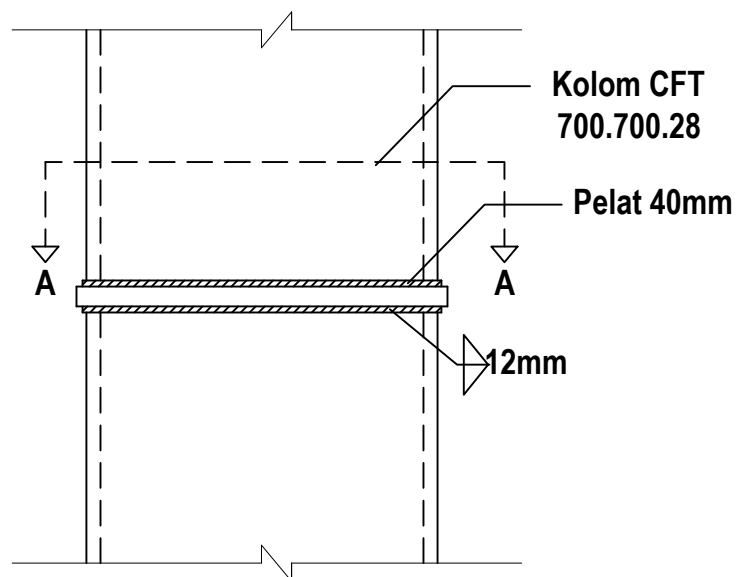
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

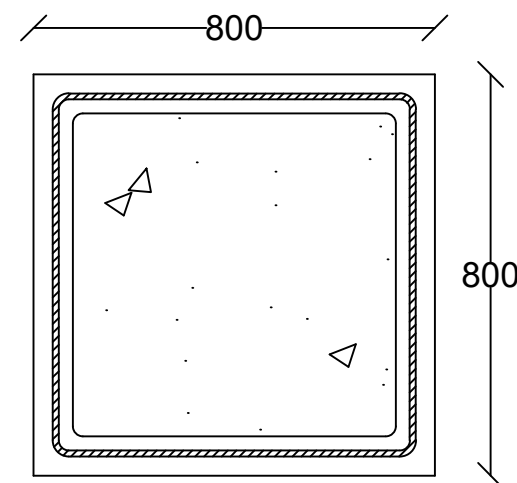
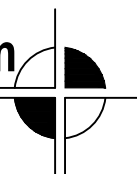
17

43



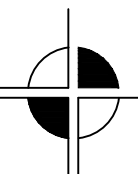
**Sambungan Antar Kolom**

SKALA 1 : 15



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A  
Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Sambungan  
Antar Kolom  
Potongan A-A

1 : 15

1 : 15

Kode

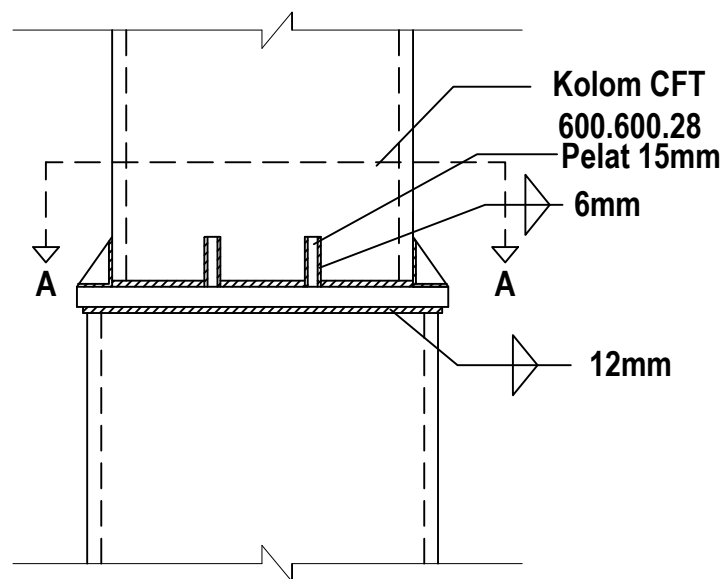
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

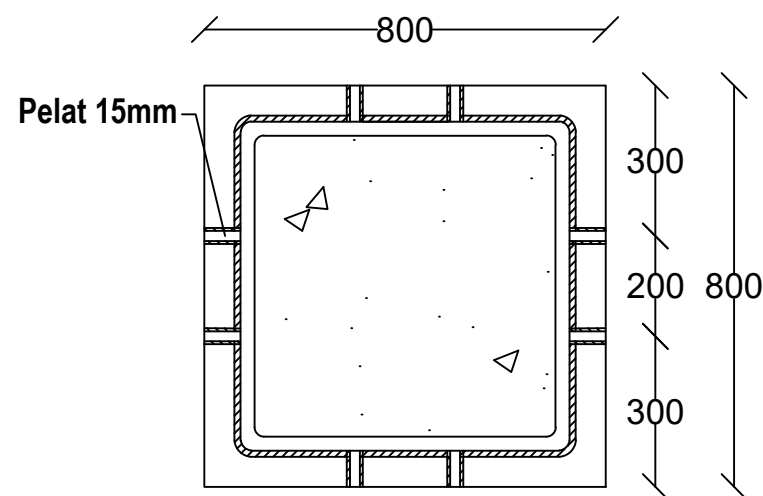
18

43



**Sambungan Antar Kolom**

SKALA 1 : 15



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Sambungan Tower A  
Mutu Las: E90xx

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Baseplate

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

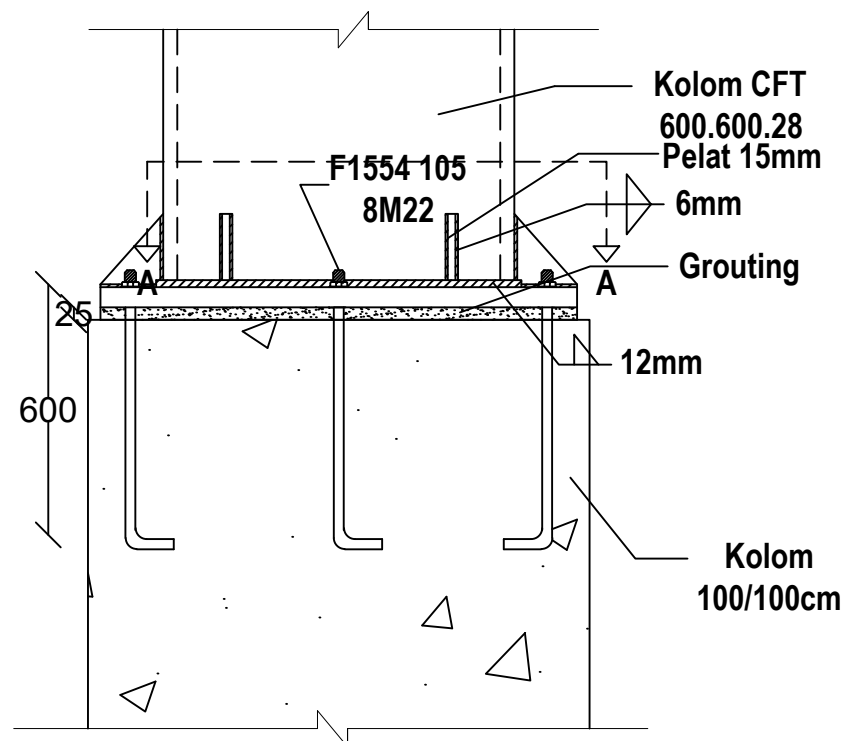
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

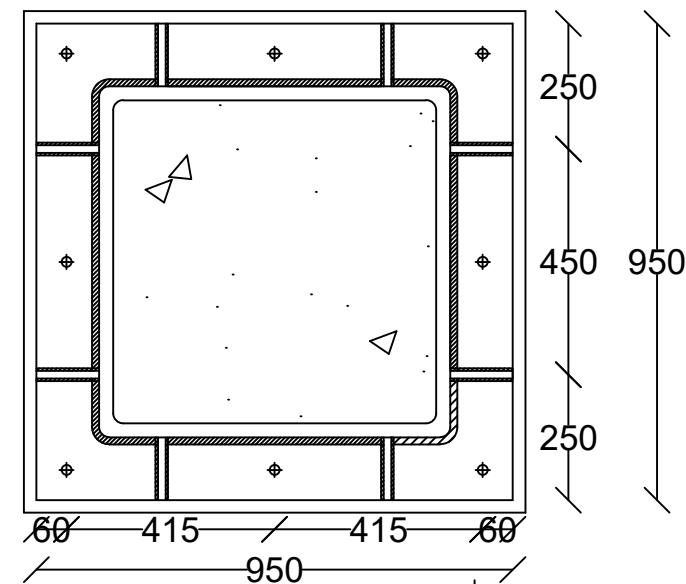
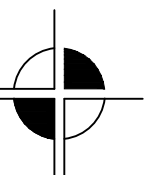
19

43



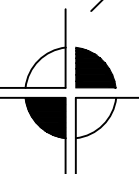
**Baseplate**

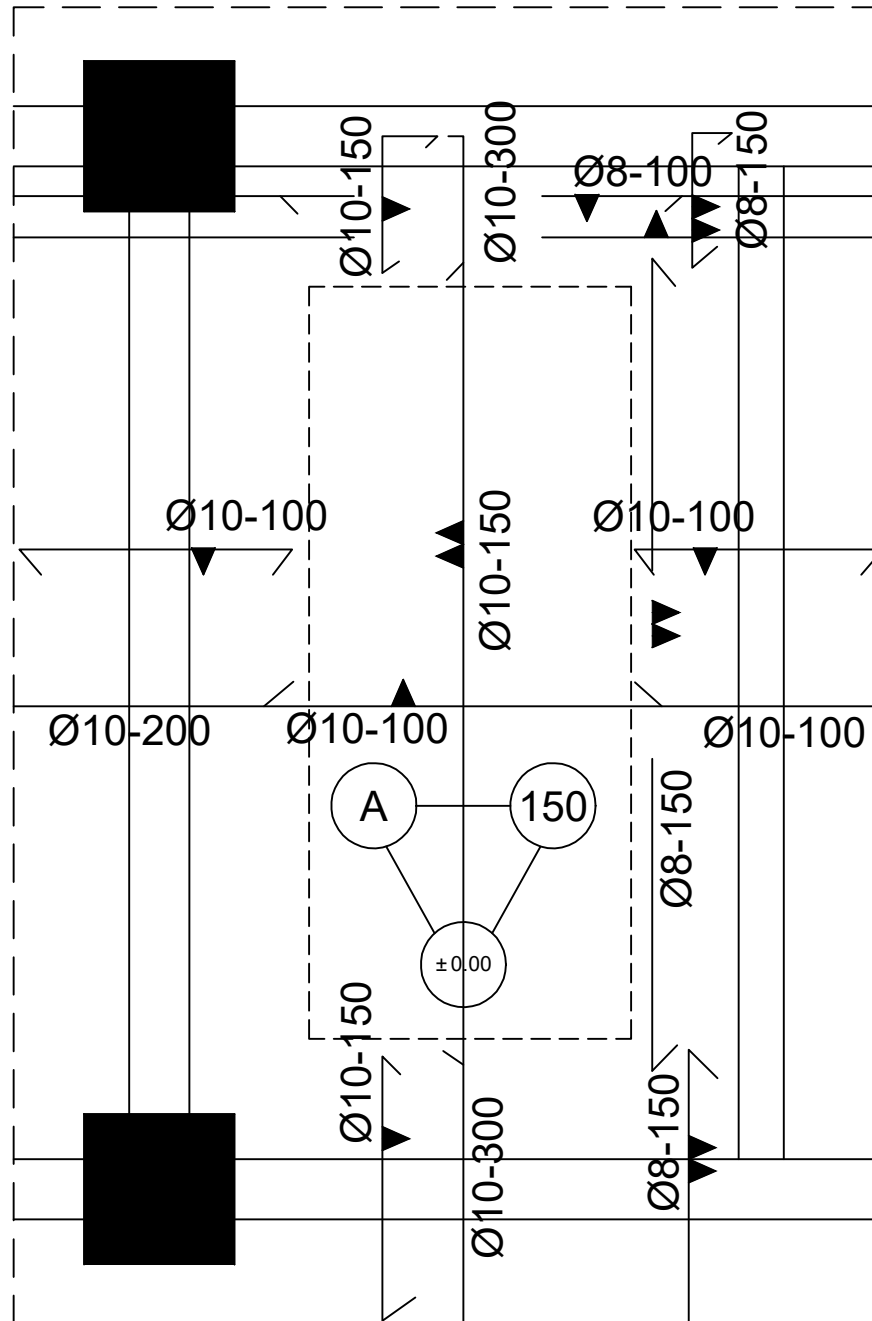
SKALA 1 : 15



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 15





### Detail Pelat P1

SKALA 1 : 50



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

### Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

### Detail Pelat P1

1 : 50

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

20

43





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat P2

1 : 50

Kode

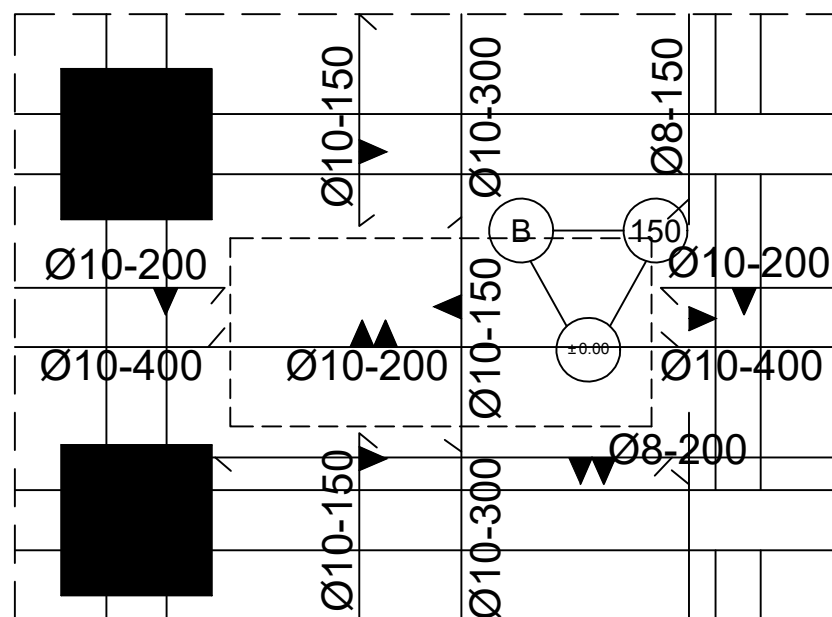
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

21

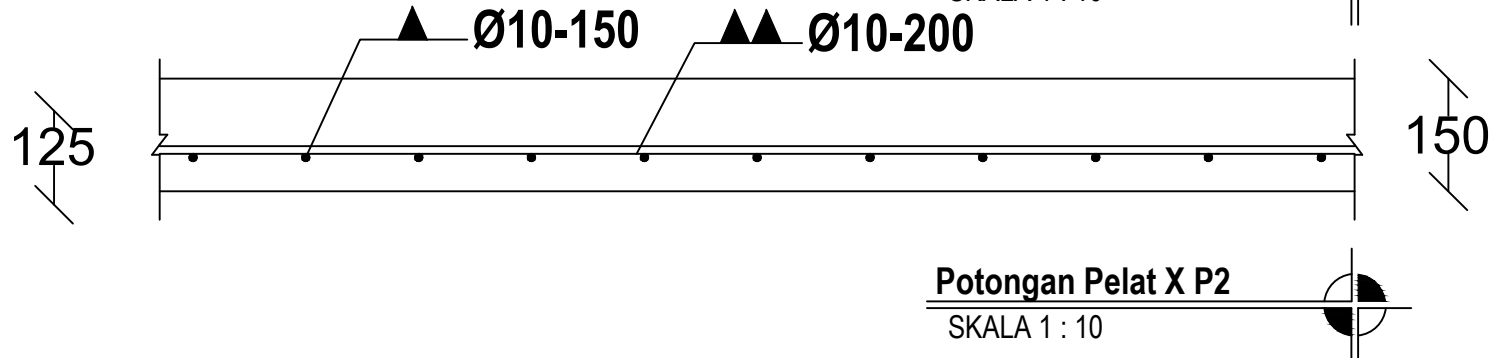
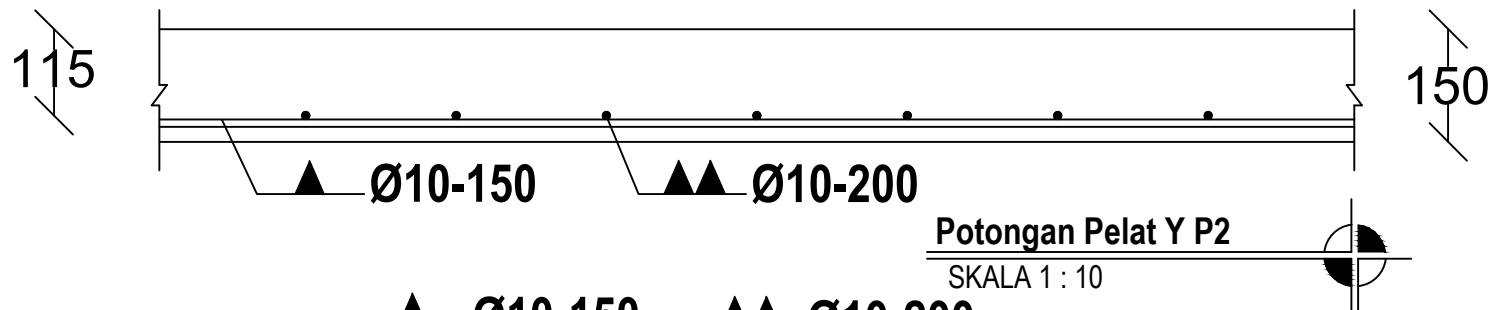
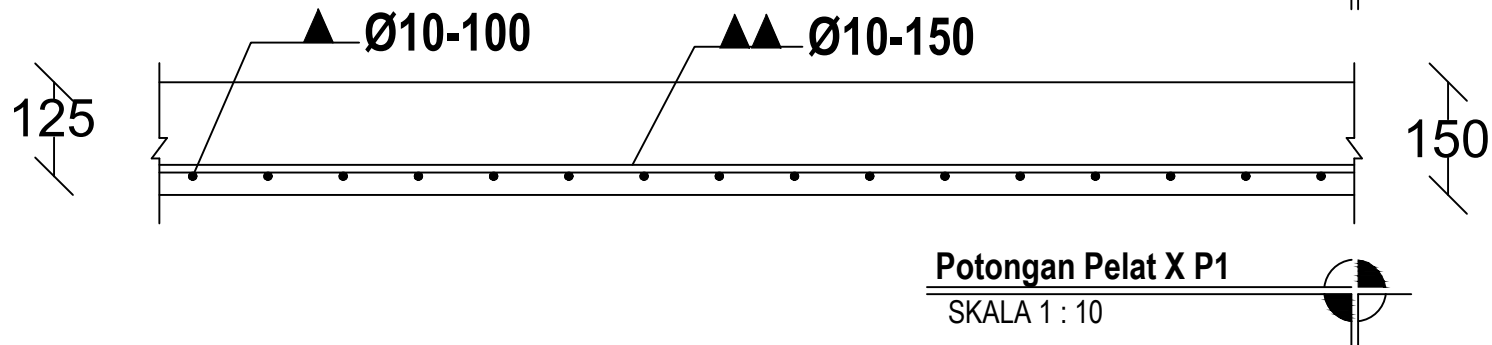
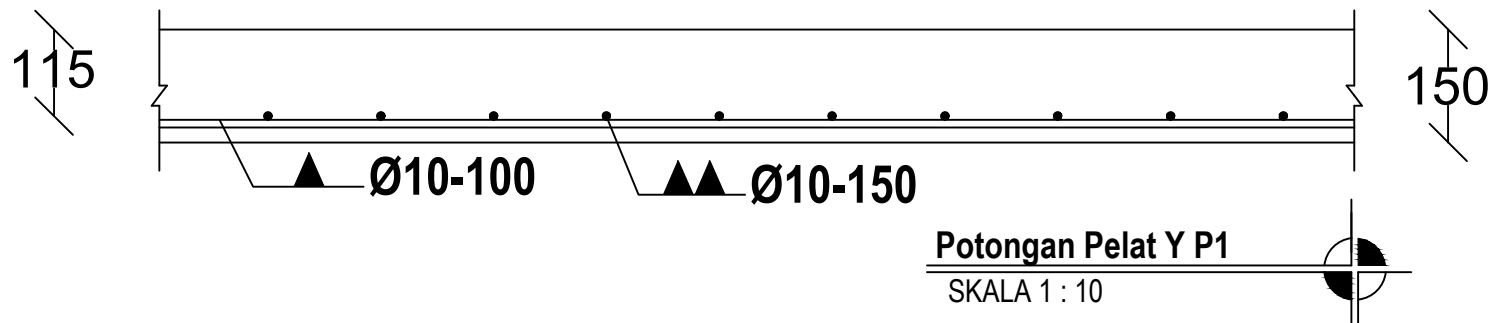
43



**Detail Pelat P2**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Potongan Pelat pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan Pelat P1

1:10

Potongan Pelat P2

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

22

43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat P3

1 : 50

Kode

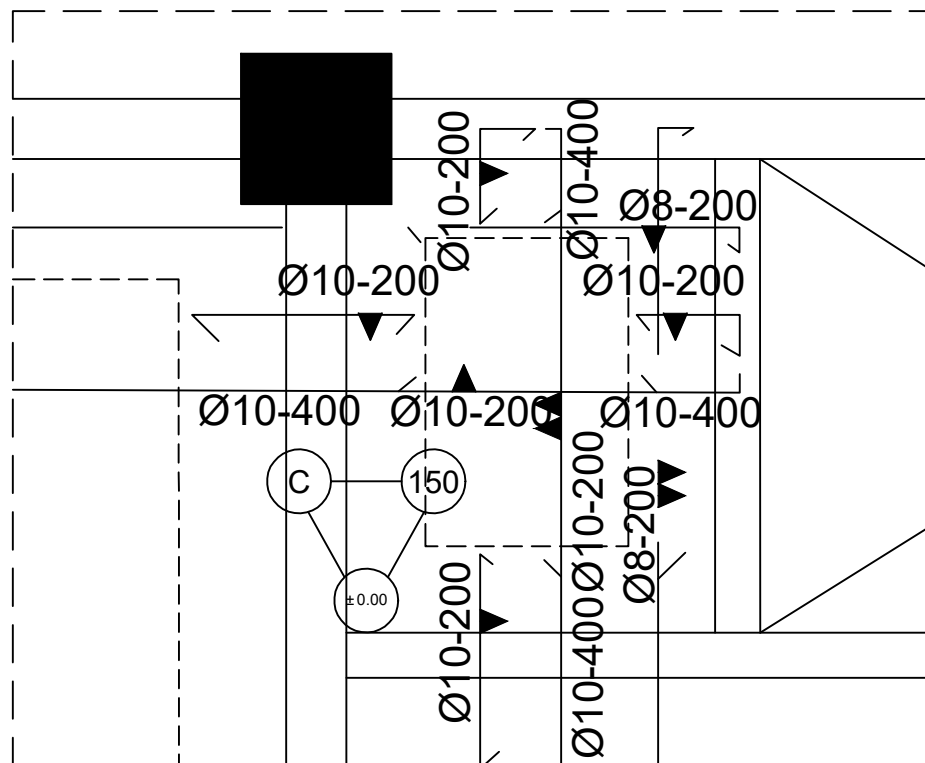
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

23

43



**Detail Pelat P3**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat P4

1 : 50

Kode

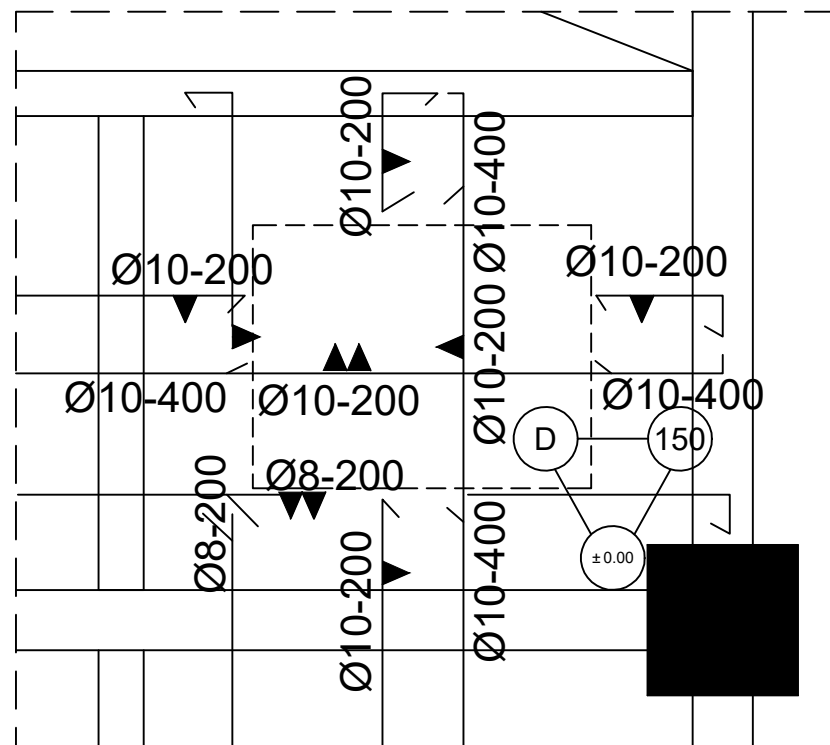
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

24

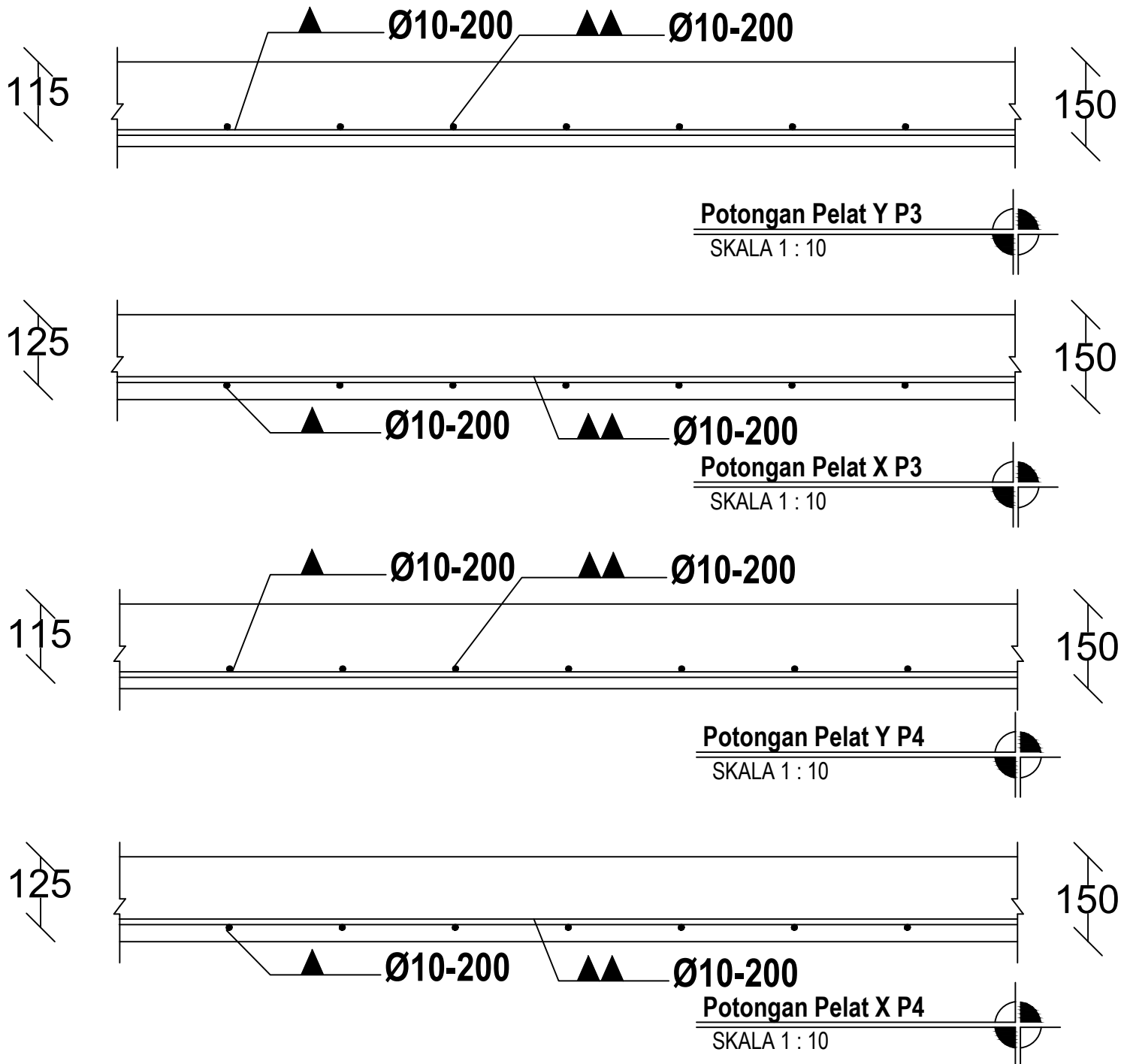
43



**Detail Pelat P4**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Potongan Pelat pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan Pelat P3

1:10

Potongan Pelat P4

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

25

43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat  
Basement P1

1 : 50

Kode

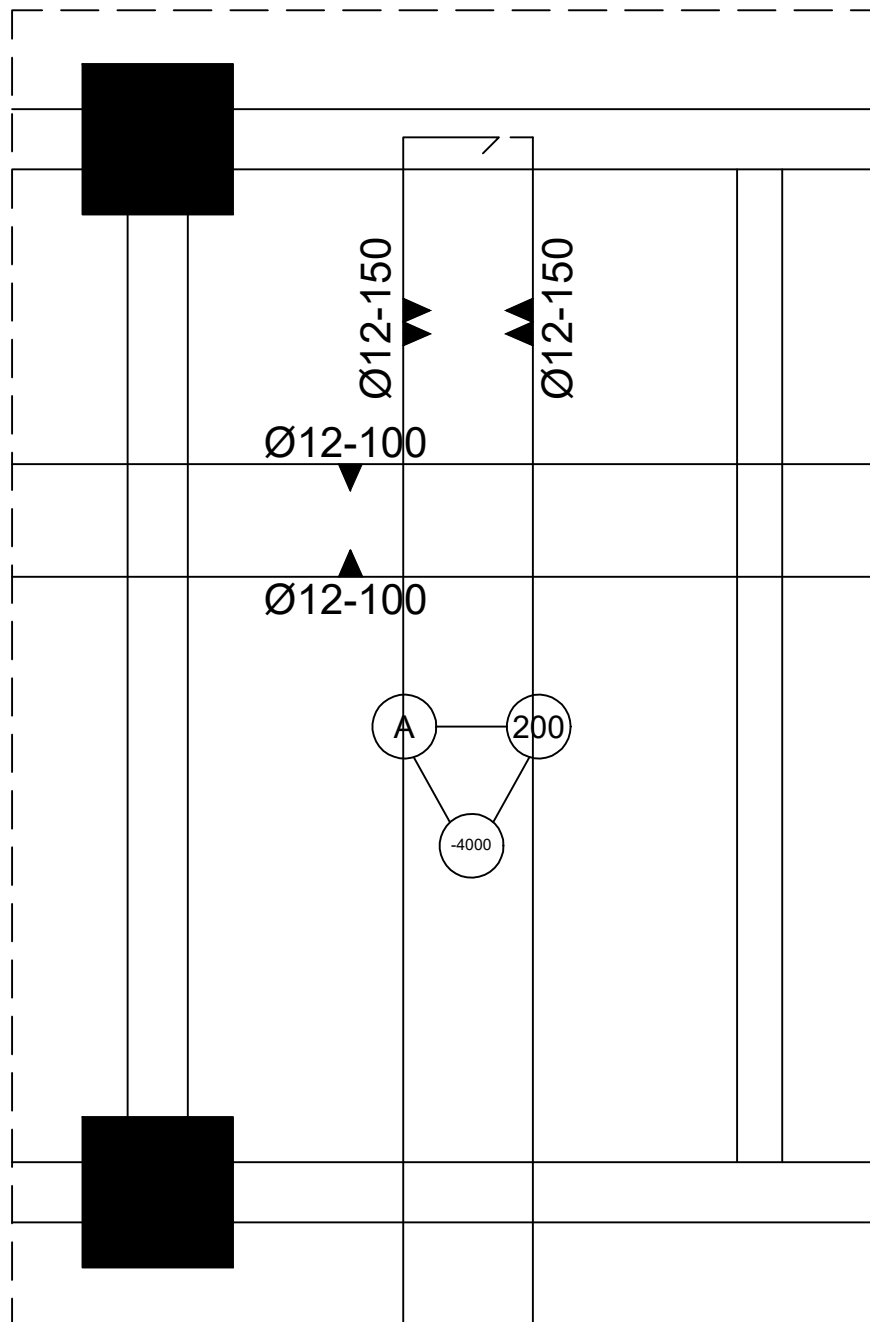
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

26

43



**Detail Pelat Baement P1**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat  
Basement P2

1 : 50

Kode

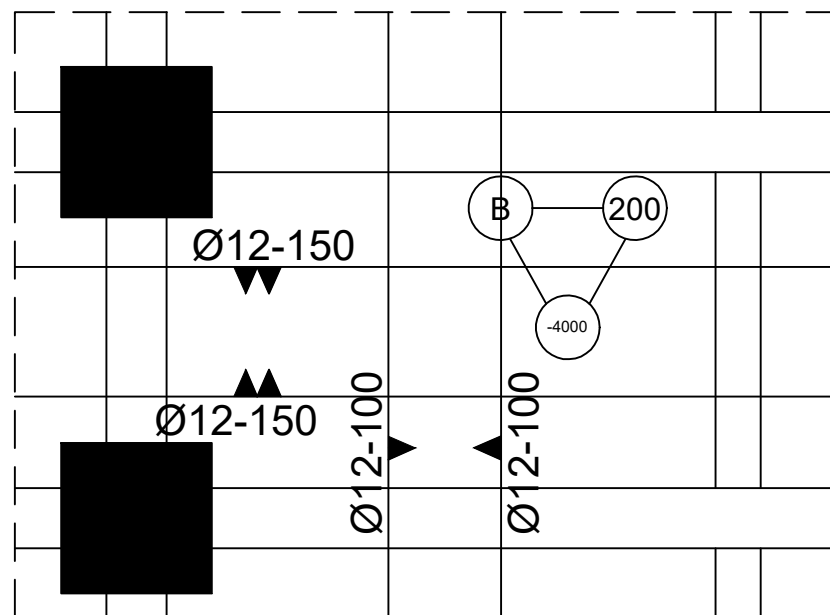
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

27

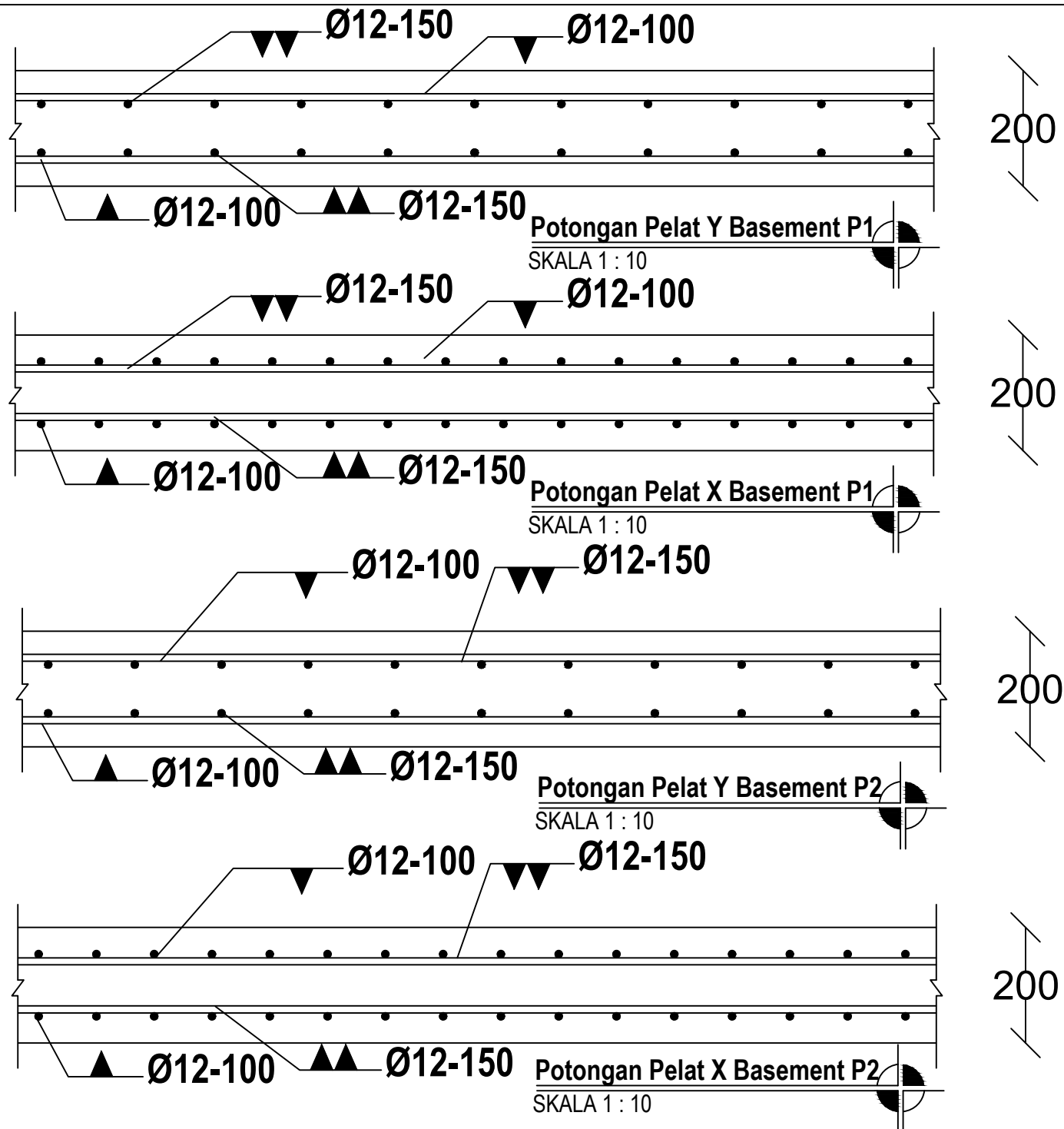
43



**Detail Pelat Basement P2**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Potongan Pelat pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan Pelat  
Basement P1  
Potongan Pelat  
Basement P2

1:10

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

28

43





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat  
Basement P3

1 : 50

Kode

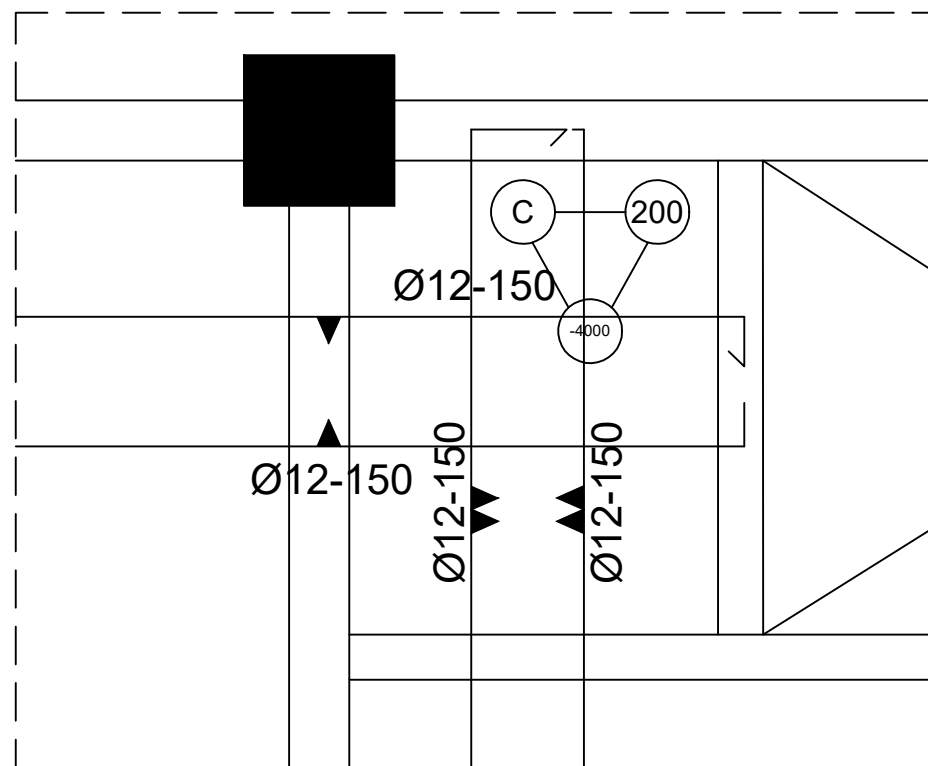
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

29

43



**Detail Pelat Basement P3**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat  
Basement P4

1 : 50

Kode

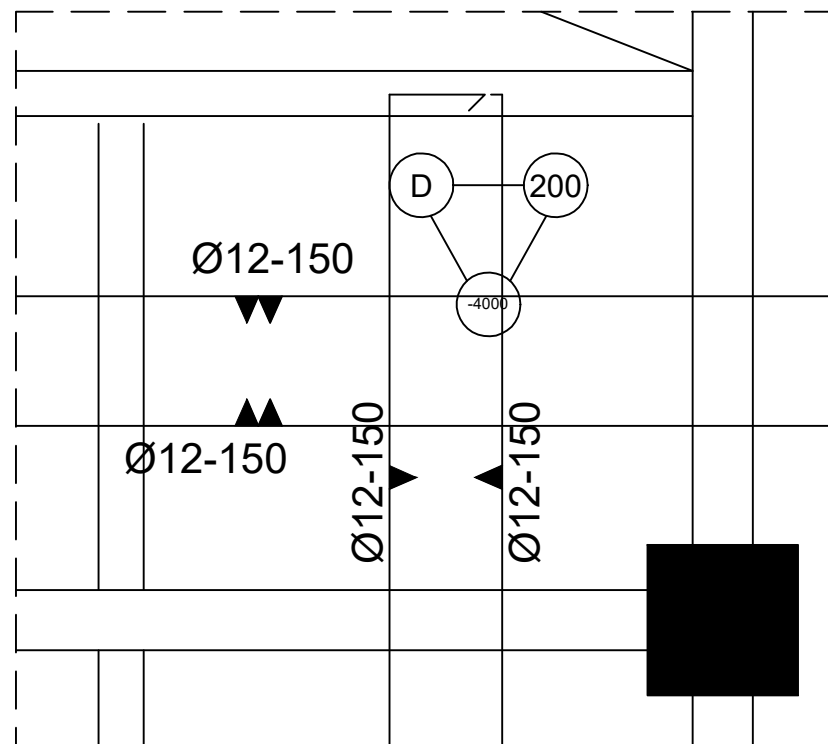
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

30

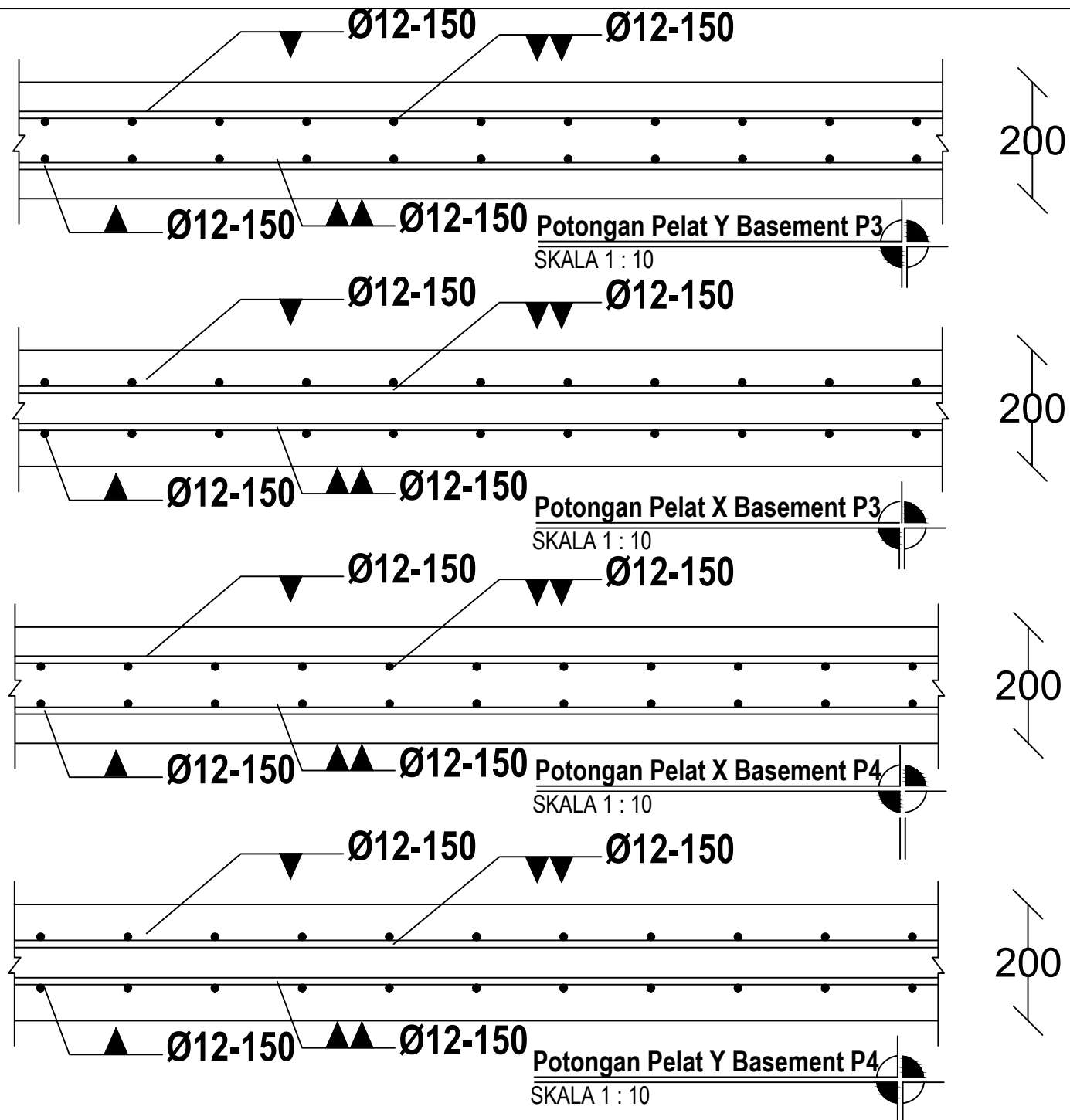
43



**Detail Pelat Basement P4**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Potongan Pelat pada Lapangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan Pelat  
Basement P3  
Potongan Pelat  
Basement P4

1:10

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

31

43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Pembalokan  
Balok Anak BA1

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

32

43

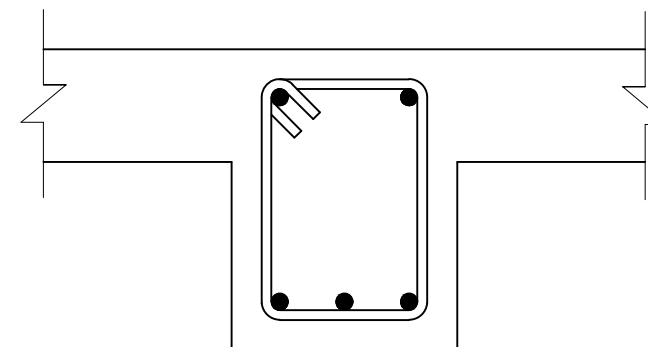
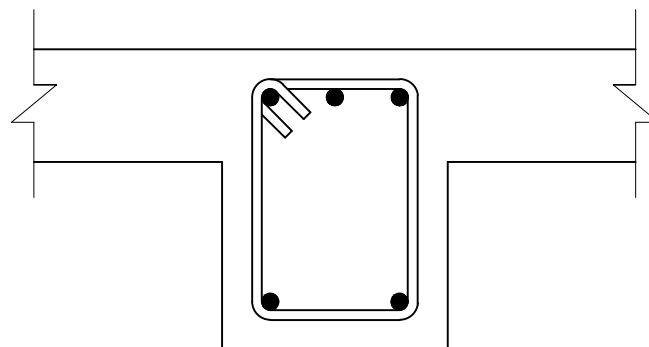
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

BA1

300 mm x 400 mm



TUL. ATAS

3D22

2D22

TUL. BAWAH

2D22

3D22

TUL. SAMPING

SENGKANG


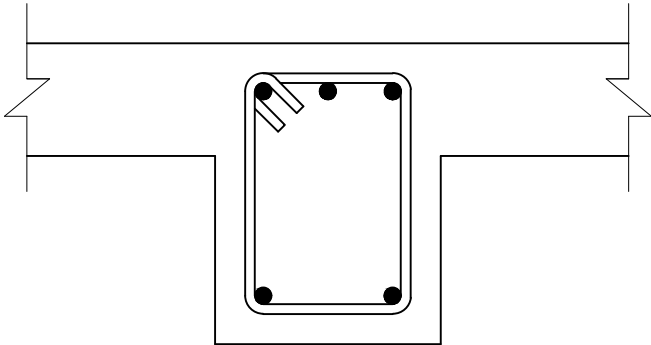
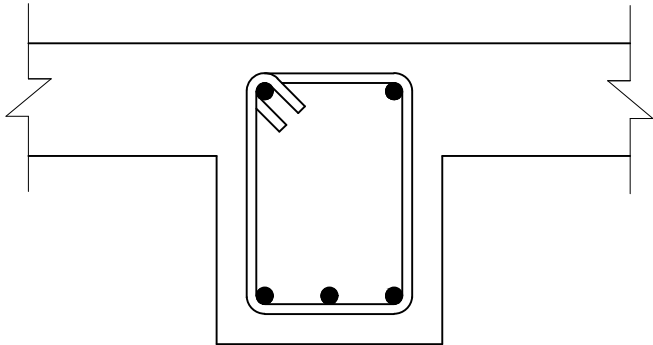

D13-100


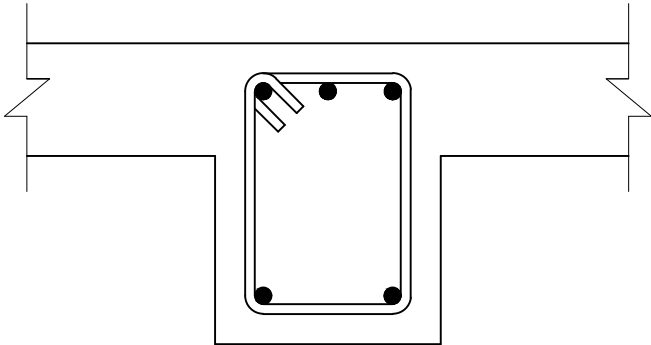
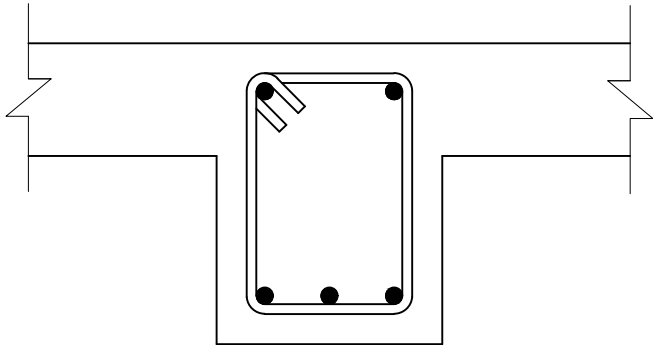

D13-250

**Penulangan Balok Anak BA1**

SKALA 1 : 10



			 <p>Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Intitut Teknologi Sepuluh Nopember</p>		
KETERANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	Judul Tugas Akhir		
BA2  300 mm x 400 mm			MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN EL CENTRO BOGOR MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIK		
			Dosen Konsultasi		
			Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.		
			Keterangan		
TUL. ATAS	3D22	2D22	Nama Mahasiswa		
TUL. BAWAH	2D22	3D22			
TUL. SAMPING			Anindya Permanasari 03111440000071		
SENGKANG	D13-100	D13-250	Nama Gambar	Skala	
<div> <div>Penulangan Balok Anak BA2</div> <div>SKALA 1 : 10</div>  </div>			Pembalokan Balok Anak BA2		1:10
			Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
			STR	33	43

			 <p>Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Intitut Teknologi Sepuluh Nopember</p>		
KETERANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN	Judul Tugas Akhir		
BA3  300 mm x 400 mm			MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN EL CENTRO BOGOR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIK		
			Dosen Konsultasi		
			Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.		
			Keterangan		
TUL. ATAS	3D22	2D22	Nama Mahasiswa		
TUL. BAWAH	2D22	3D22			
TUL. SAMPING			Anindya Permanasari 03111440000071		
SENGKANG	D13-100	D13-250	Nama Gambar	Skala	
<div> <div>Penulangan Balok Anak BA3</div> <div>SKALA 1 : 10</div>  </div>			Pembalokan Balok Anak BA3	1:10	
			Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
			STR	34	43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Balok Anak 30/40

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Penulangan  
BA1

1 : 50

Detail Penulangan  
BA2

1 : 50

Detail Penulangan  
BA3

1 : 50

Kode

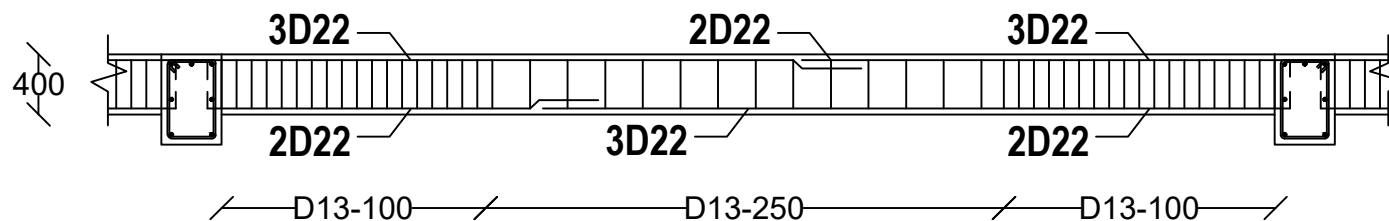
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

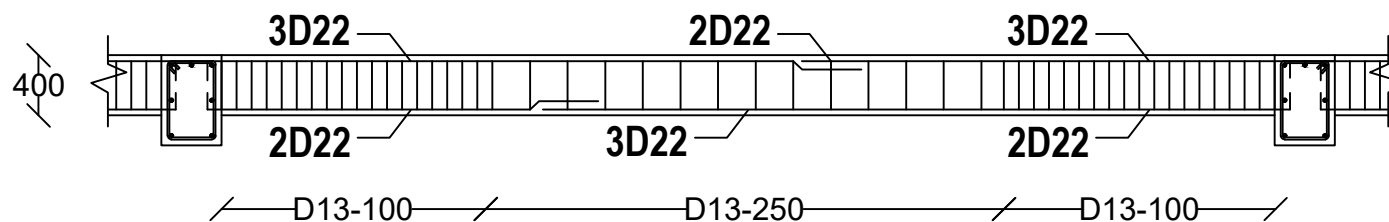
35

43



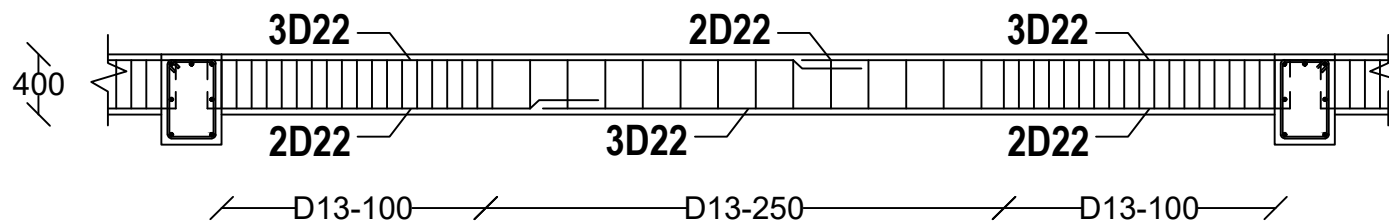
**Detail Penulangan BA1**

SKALA 1 : 50



**Detail Penulangan BA2**

SKALA 1 : 50



**Detail Penulangan BA3**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Pembalokan  
Balok Induk

1:10

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

36

43

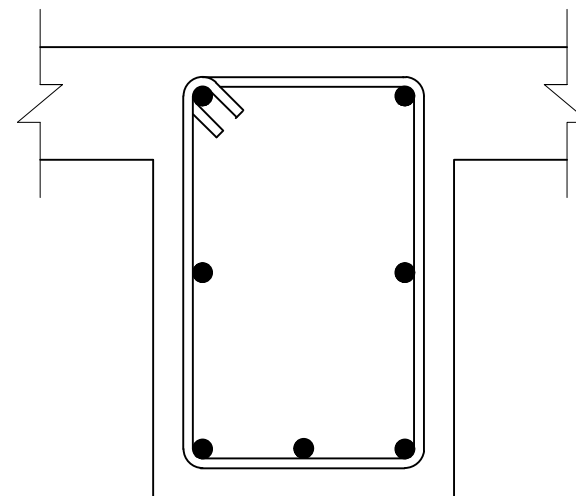
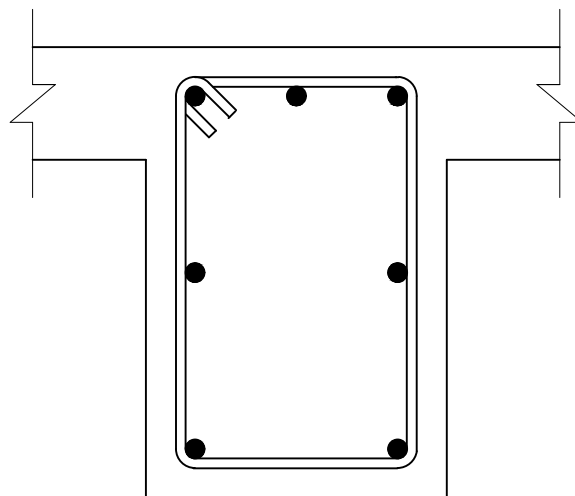
KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

BALOK INDUK

400 mm x 600 mm



TUL. ATAS

3D25

2D25

TUL. BAWAH

2D25

3D25

TUL. SAMPING

2D16

2D16

SENGKANG

D13-100

D13-250

**Penulangan Balok Induk**

SKALA 1 : 10







Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Balok Induk 40/60

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Penulangan  
B11

1 : 50

Kode

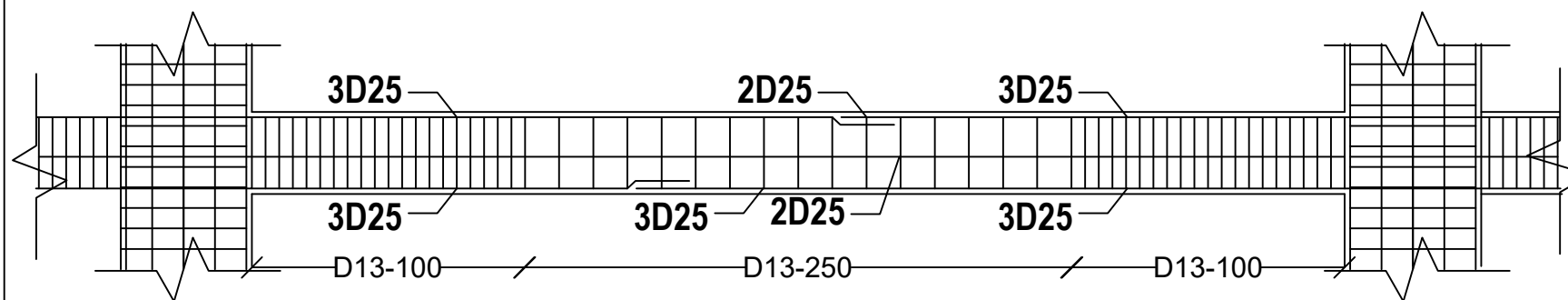
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

37

43



**Detail Penulangan B11**

SKALA 1 : 50





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
0311144000071

Nama Gambar

Skala Gambar

Penulangan Kolom  
Beton

1:15

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

38

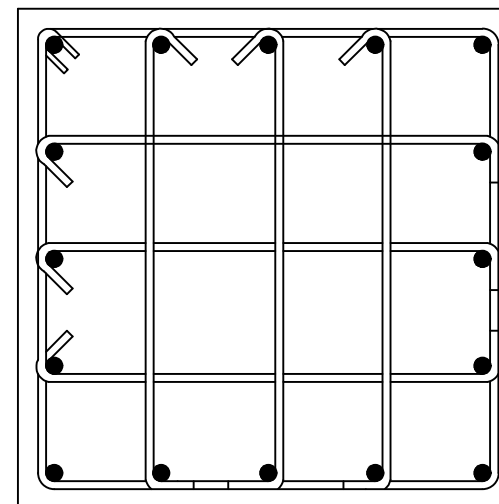
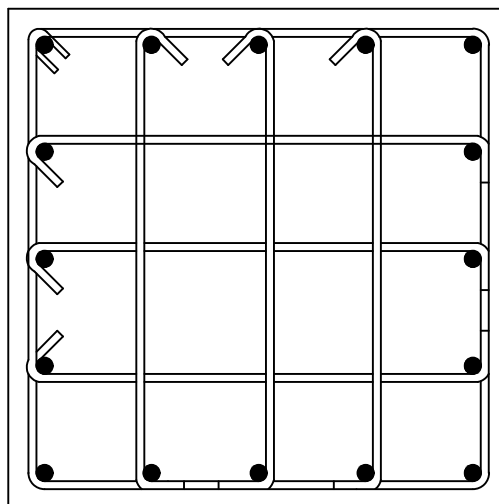
43

KETERANGAN

TUMPUAN

LAPANGAN

KOLOM BETON  
1000 x 1000 mm



LONGITUDINAL

16D32

16D32

SENGKANG

5D16-100

5D16-150

**Penulangan Kolom Beton**

SKALA 1 : 15





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Tebal Shearwall = 350 cm

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Detail Shear  
Wall

1 : 50

Kode

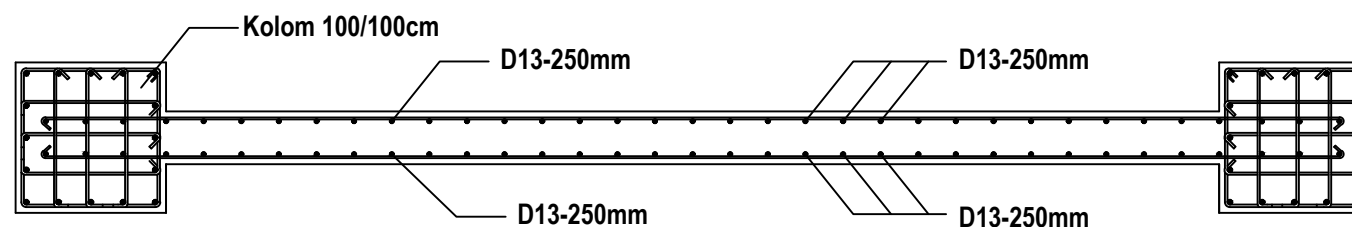
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

39

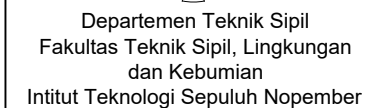
43



**Detail Shearwall**

SKALA 1 : 50





Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

### Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

### Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Dinding Penahan  
Tahan  
Detail A  
Detail B

1 : 50

1 : 20

1 : 20

Kode

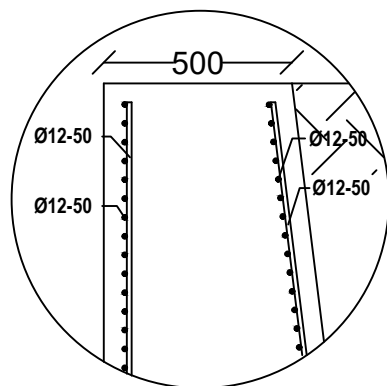
No	Gambar
----	--------

Jumlah  
Gambar

STR

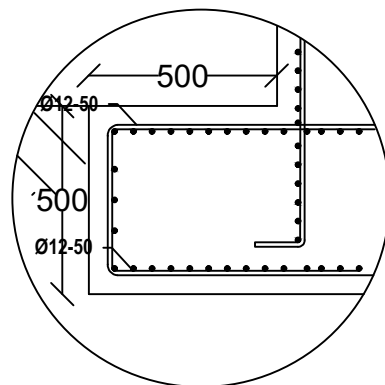
40

43



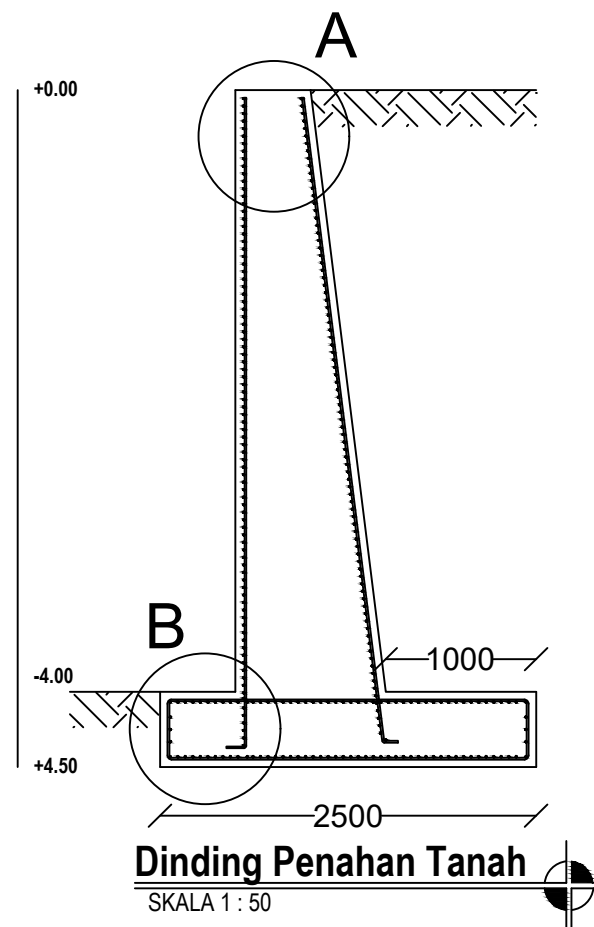
### Detail A

SKALA 1 : 20




### Detail B

SKALA 1 : 20



## Dinding Penahan Tanah

SKALA 1 : 50

 <p>Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Intitut Teknologi Sepuluh Nopember</p>		
Judul Tugas Akhir		
<p>MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN EL CENTRO BOGOR MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN SISTEM RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIK</p>		
Dosen Konsultasi		
<p>Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.</p>		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
<p>Anindya Permanasari 03111440000071</p>		
Nama Gambar	Skala	
Dinding Penahan	1 : 50	
Tahan	1 : 20	
Detail A	1 : 20	
Detail B	1 : 20	
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	40	43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan A-A

1 : 75

Detail Pondasi 1

1 : 75

Kode

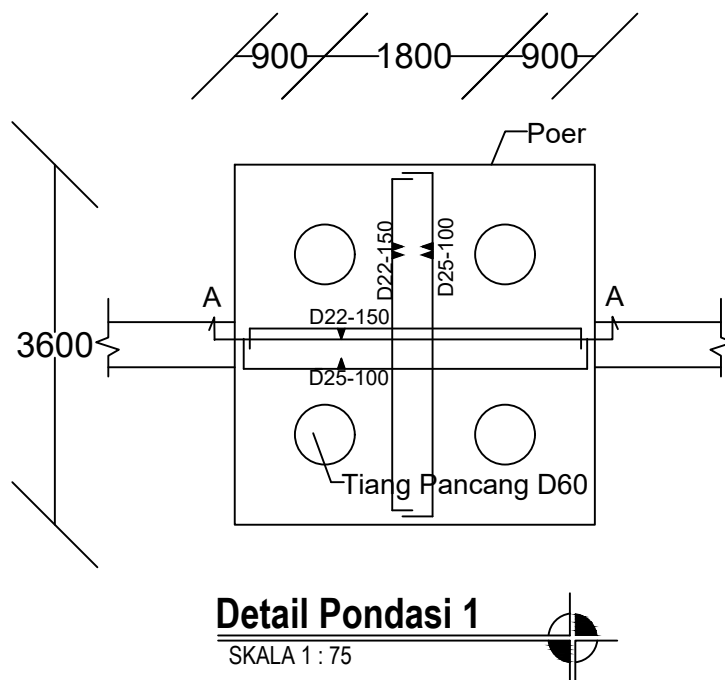
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

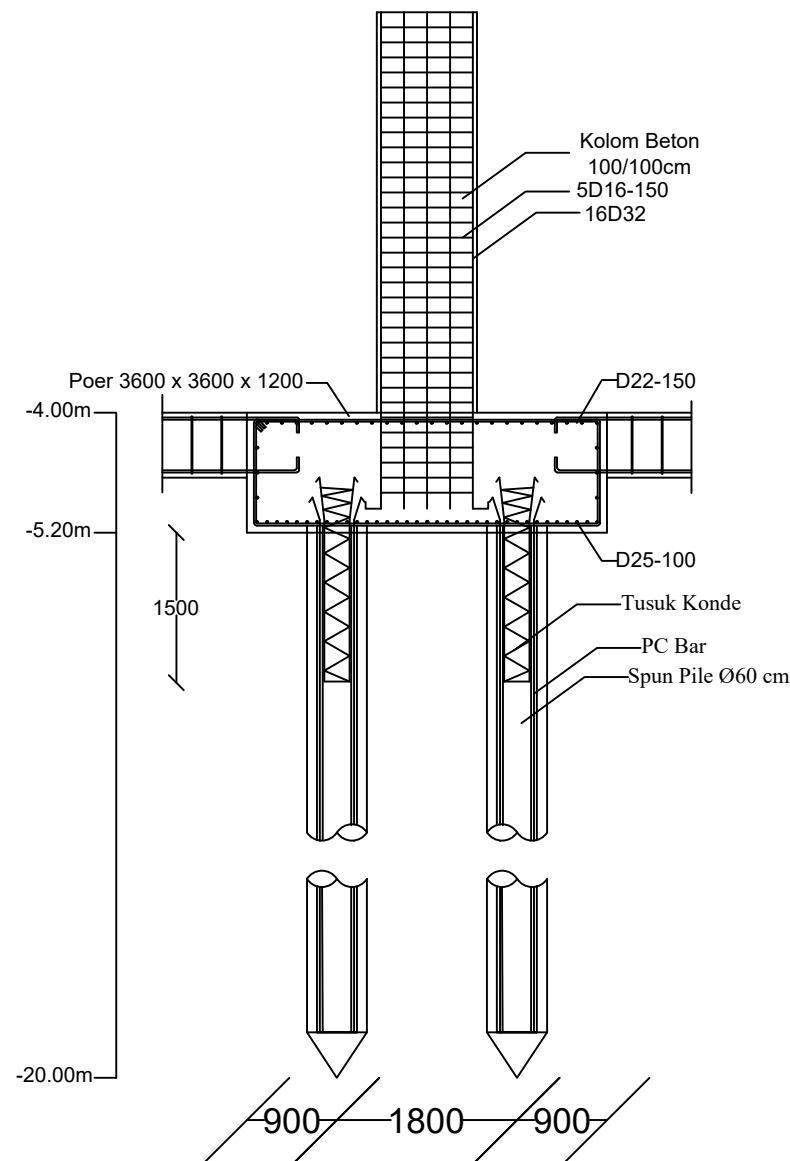
41

43



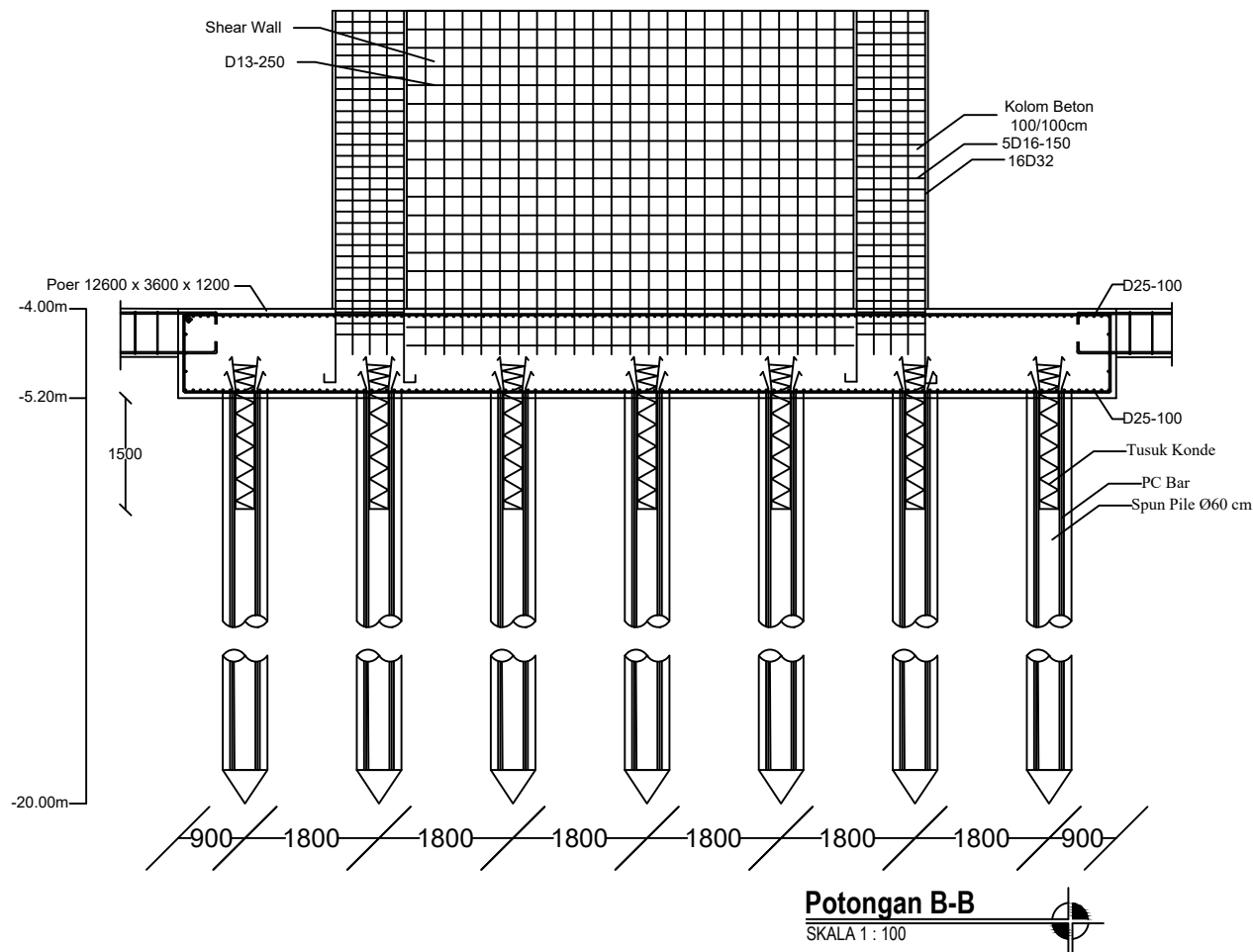
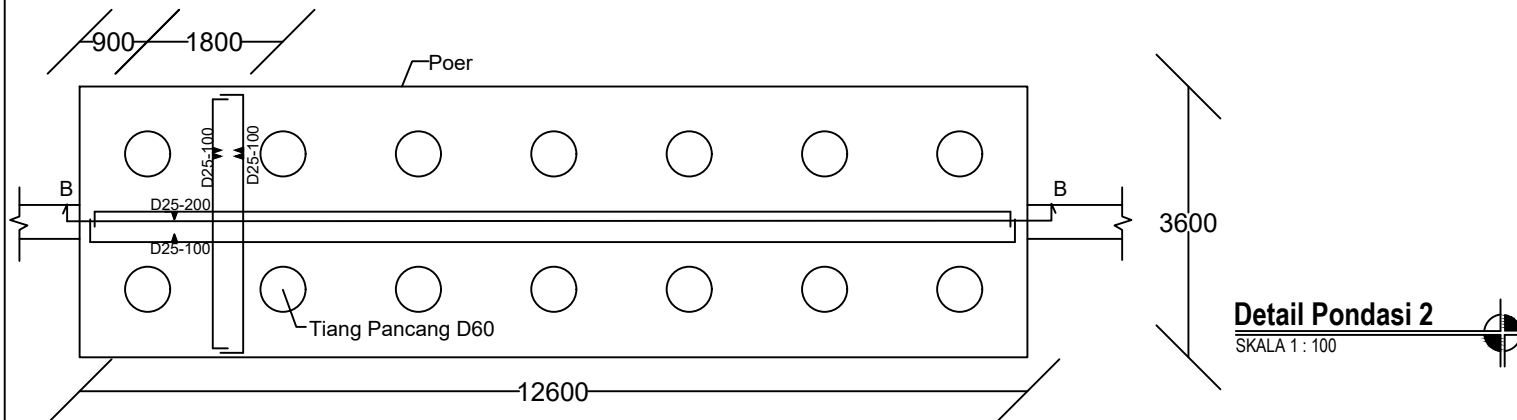
**Detail Pondasi 1**

SKALA 1 : 75



**Potongan A-A**

SKALA 1 : 75



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan B-B  
Detail Pondasi 2

1 : 100  
1 : 100

Kode

No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

42

43



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN  
GEDUNG APARTEMEN EL  
CENTRO BOGOR  
MENGUNAKAN STRUKTUR  
BAJA KOMPOSIT DENGAN  
SISTEM RANGKA BERPENGAKU  
EKSENTRIK

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D  
R. Soewardoyo, Ir., M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Anindya Permanasari  
03111440000071

Nama Gambar

Skala

Potongan C-C

1 : 75

Detail Pondasi 3

1 : 75

Kode

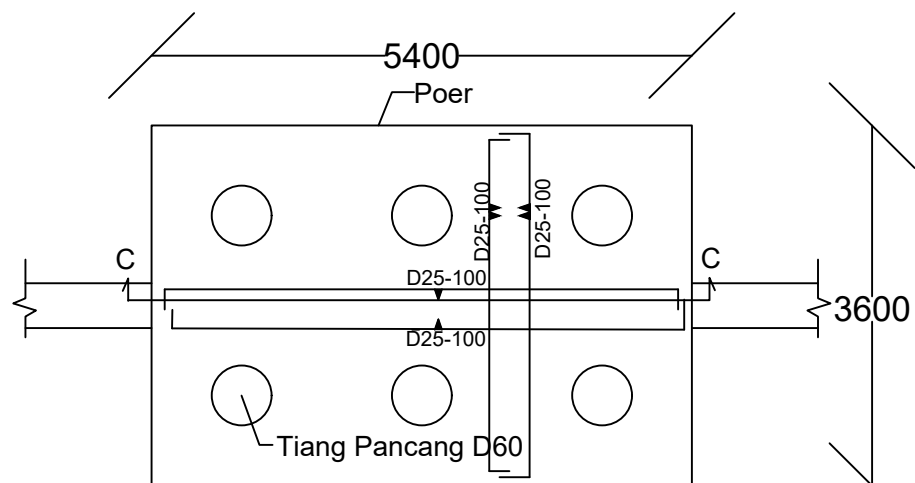
No  
Gambar

Jumlah  
Gambar

STR

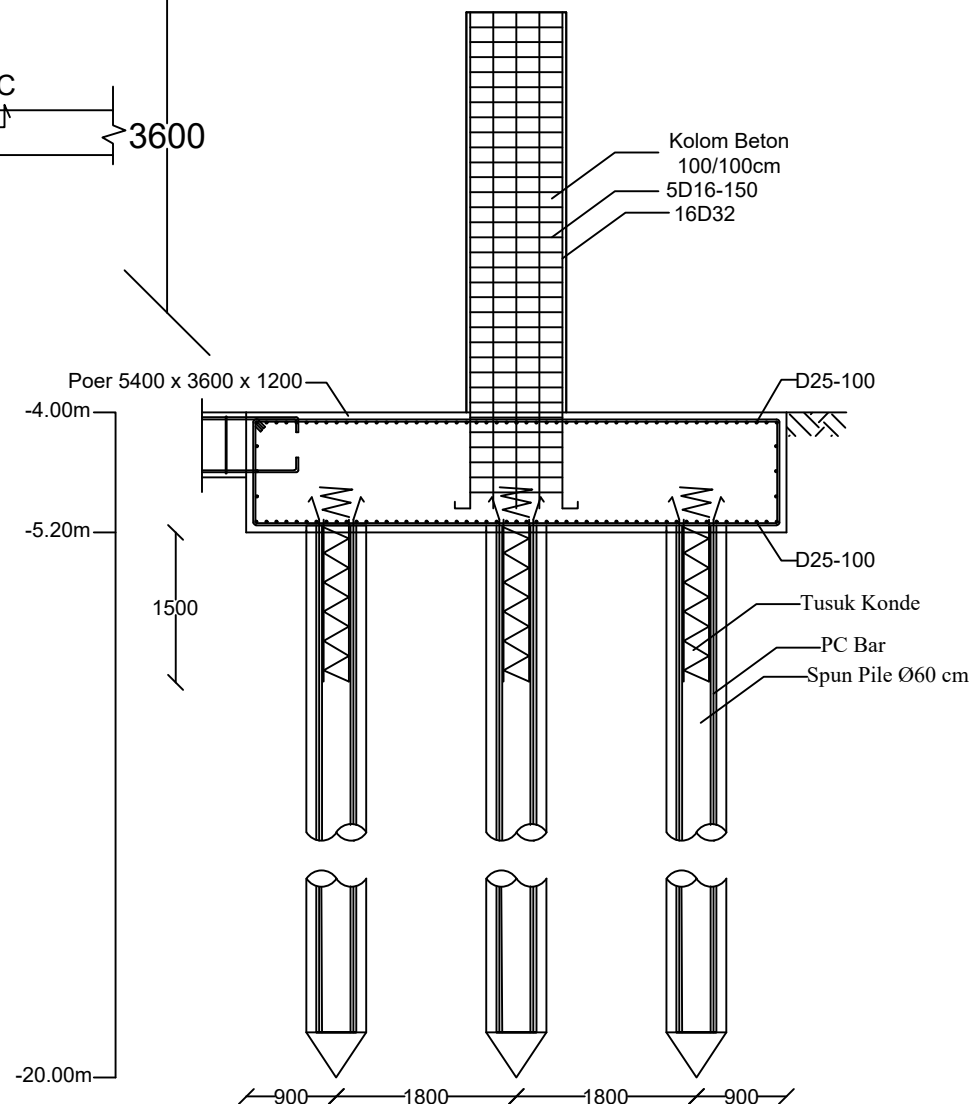
43

43



**Detail Pondasi 3**

SKALA 1 : 75



**Potongan C-C**

SKALA 1 : 75

## BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Anindya Permanasari. Lahir di Surakarta pada tanggal 24 Maret 1997. Penulis menempuh pendidikan formal di SD Bina Insani Bogor, SMP Negeri 5 Bogor, dan SMA Negeri 1 Bogor. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Bogor, penulis mengikuti Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri (SNMPTN) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahun 2014.

Di Jurusan Teknik Sipil, penulis mengambil judul Tugas Akhir di bidang Struktur-Baja. Pada masa perkuliahan penulis aktif dalam berorganisasi di bidang kemahasiswaan. Penulis menjadi pengurus LE-HMS FTSP ITS sebagai staf Departemen Hubungan Luar, serta Kepala Biro Hubungan Luar HMS FTSP ITS pada tahun ketiga. Penulis dapat dihubungi melalui *email* [anindyapermanasari@gmail.com](mailto:anindyapermanasari@gmail.com).